

Avaliação dos efeitos das deformações impostas na fendilhação de muros de betão armado

PEDRO FILIPE FREITAS DE SOUSA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Mário Jorge de Seixas Pimentel

JUNHO DE 2013

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2012/2013

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2012/2013 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2013.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À minha família

"If you're going through hell, keep going."

Winston Churchill

AGRADECIMENTOS

Findado um período que culmina com a apresentação deste trabalho, queria nesta secção dar os meus sinceros agradecimentos a todos os que contribuíram para que pudesse chegar a este ponto. O caminho foi tudo menos fácil, mas essencial ao proporcionar as vivências fundamentais para o futuro que se avizinha.

Queria agradecer em primeiro lugar ao meu orientador, o Professor Mário Pimentel, por todo o entusiasmo, dedicação e sabedoria transmitida nesta dissertação, proporcionando todas as condições necessárias para que este trabalho atingisse todo o potencial que pudesse.

Em segundo lugar queria agradecer ao Luís Leitão e ao LABEST pelo apoio numa fase intermédia de apresentação de resultados. A sabedoria e experiência de investigação nesta área que me foi transmitida foi fundamental para um ganho de sensibilidade acrescida sobre estes temas.

Queria também agradecer a todos os colegas com quem privei ao longo destes anos, por todo o apoio que me deram nos momentos mais difíceis deste percurso.

Também queria agradecer a todos os meus colegas e amigos do mundo da música, proporcionando momentos de escape muito necessários e gratificantes durante a realização deste trabalho.

Por último, gostaria de agradecer à minha família por todo o apoio e compreensão que me deram durante estes largos meses de trabalho, e em especial à minha namorada Patrícia, sem a qual nada disto faria sentido.

RESUMO

O betão apresenta um comportamento diferido no tempo que o distingue dos demais materiais estruturais. Começando logo desde as primeiras idades, as deformações intrínsecas decorrentes do evoluir das reações de hidratação e da interação com o meio ambiente dão origem a um estado de deformação permanente da estrutura. Dependendo do nível de restrição com que estas deformações se deparem, no decorrer deste processo é gerado um estado de tensão que pode levar à ocorrência de fendilhação cuja previsão e controlo são fundamentais para assegurar um adequado desempenho das estruturas em condições de serviço.

Para o efeito, vários regulamentos contêm abordagens, diretas ou indiretas, para o controlo e quantificação da abertura das fendas devidas às deformações impedidas. No Eurocódigo 2 Parte 1-1 [1] é proposta uma metodologia baseada no comportamento de um tirante, ou seja, de um elemento estrutural cuja restrição decorre do facto das extremidades estarem impedidas de se deslocar. A aplicabilidade desta metodologia a outros tipos estruturais nos quais a restrição seja imposta na base, tal como em muros ou paredes de reservatórios, é discutível e tende a conduzir a dimensionamentos demasiados conservativos. De modo a colmatar esta lacuna, o Eurocódigo 2 Parte 1-3 [2] introduz uma nova abordagem de cálculo na qual é assumido que a abertura de fendas é proporcional à deformação impedida, contemplando o seu uso prático em reservatórios ou muros. No entanto, a validade desta metodologia necessita ainda de confirmação. No documento CIRIA C660 [3] os princípios que servem de base a esta metodologia são expostos em mais detalhe e um método mais detalhado para a quantificação da abertura de fendas em muros e reservatórios incluindo os efeitos diferidos é proposto.

No presente trabalho procura avaliar-se a validade das metodologias acima mencionadas. Para o efeito é utilizado um modelo de análise não-linear com base no método dos elementos finitos capaz de reproduzir o processo de fendilhação de estruturas de betão armado. O modelo contempla a modelação explícita da aderência aço-betão. O modelo é explorado em dois estudos base: um tirante sujeitado a um deslocamento imposto na extremidade, tal como ensaiado por Jaccoud [4] e um muro em betão armado do qual se conhecem os padrões de fendilhação e as aberturas das fendas, tal como descrito no trabalho de *Leitão et al.* [20]. Após este estudo inicial, é apresentado um estudo paramétrico com vista a possibilitar a compreensão do comportamento estrutural de muros de betão armado sujeitos a deformações intrínsecas, nomeadamente através da clarificação da influência que alguns parâmetros chave, tais como a relação altura/comprimento e a taxa de armadura, têm na evolução das aberturas de fendas.

PALAVRAS-CHAVE: deformações impostas, fendilhação, aderência aço/betão, grau de restrição, método dos elementos finitos

ABSTRACT

Concrete behaves deferred in time, which distinguishes it from other structural materials. Starting right from the earliest ages, the deformations resulting from the intrinsic evolution of hydration reactions and interaction with the environment give rise to a state of permanent deformation of the structure. Depending on the level of restriction that these deformations encountered, the structure can generate tensile stresses and subsequent cracking. Therefore, a correct prediction and control by the designer will always be needed to avoid problems regarding state service and structural safety.

To this end, several regulations contain approaches that are meant, directly or indirectly, to control the opening and quantification of cracks due to restrained deformations. Part 1-1 in Eurocode 2 [1] proposes a methodology based on the behavior of a rod, or restriction of a structural element which arises because the edges are prevented from moving. The applicability of this method to other types in which the structural restriction is imposed on the base, such as on a wall or walls of reservoirs, it is debatable and it tends to lead to conservative predictions of crack widths. In order to bridge this gap, Eurocode 2 Part 1-3 [2] introduces a new approach in which it is assumed that the crack width is proportional to the restrained strain, contemplating their practical use in tanks or walls. However, the validity of this methodology still requires confirmation. In the document CIRIA C660 [3] the principles that underpin this approach are exposed in more detail, and a more detailed method for the quantification of opening cracks in walls and shells including the effects is proposed.

The present study checks the validity of the methods mentioned above. For this purpose it is used a nonlinear analysis model based on the finite element method able to reproduce the process of cracking in concrete structures. The model includes the explicit modeling of bond between steel and concrete. The model is based on two studies explored: a connecting rod subjected to an imposed displacement at the end, as tested by Jaccoud [4] and a wall of reinforced concrete of which the cracking patterns of the splits and apertures is known, as described in the work *Leitão et al.* [20]. After this initial study, it is presented a parametric study in order to facilitate the understanding of the structural behavior of reinforced concrete walls subjected to intrinsic deformations, including the clarification of the influence of key parameters such as the height / length and reinforcement ratio in the evolution of the crack openings.

KEYWORDS: imposed deformations, cracking, bond, degree of restraint, finite element method

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO.....1

1.1 ENQUADRAMENTO E OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO.....	1
1.2 ORGANIZAÇÃO EM CAPÍTULOS.....	2

2. BETÃO ARMADO - MODELOS DE COMPORTAMENTO.....5

2.1 FRATURA DO BETÃO SIMPLES.....	5
2.2 ADERÊNCIA ENTRE AÇO E BETÃO.....	8
2.2.1 INTRODUÇÃO.....	8
2.2.2 MECANISMOS DE ADERÊNCIA.....	9
2.3 COMPORTAMENTO DO BETÃO NAS 1 ^{as} IDADES.....	11
2.3.1 INTRODUÇÃO.....	11
2.3.2 HIDRATAÇÃO DO CIMENTO.....	12
2.3.3 RETRAÇÃO.....	13
2.3.3.1 Retração plástica.....	14
2.3.3.2 Retração química.....	14
2.3.3.3 Retração térmica.....	14
2.3.3.4 Retração de carbonatação.....	15
2.3.3.5 Retração hídrica.....	15
2.3.4 FLUÊNCIA.....	17
2.4 DEFORMAÇÕES IMPOSTAS EXTERIORES E INTERIORES.....	18

3. ABORDAGENS REGULAMENTARES PARA O CÁLCULO DE ABERTURA DE FENDAS.....21

3.1 GRAU DE RESTRIÇÃO DAS ESTRUTURAS.....	21
3.1.1 RESTRIÇÃO INTERNA.....	21
3.1.2 RESTRIÇÃO EXTERNA.....	22

3.1.2.1 Casos de restrição “ end restraint”.....	22
3.1.2.2 Casos de restrição “ edge restraint”.....	22
3.1.3 AVALIAÇÃO DO GRAU DE RESTRIÇÃO.....	23
3.3 ABORDAGEM DO EC2 PARTE 1-1.....	25
3.3.1 CÁLCULO DA ARMADURA MÍNIMA.....	25
3.3.2 CÁLCULO DE ABERTURA DE FENDAS.....	26
3.2.2.1 Espaçamento entre fendas.....	27
3.2.2.2 Cálculo da diferença de extensões entre o aço e o betão.....	28
3.3 ABORDAGEM DO EC2 PARTE 1-3 ANEXO M.....	29
3.4 APLICAÇÃO PRÁTICA DOS MÉTODOS PROPOSTOS PELO EC2 PARTE 1-1 E EC2 PARTE 1-3/CIRIA C660.....	31

4. ANÁLISES NUMÉRICAS NÃO-LINEARES.....33

4.1 INTRODUÇÃO.....	33
4.2 DESCRIÇÃO DAS ANÁLISES NUMÉRICAS.....	34
4.2.1 TIRANTE DE JACCOUD	34
4.2.1.1 Geometria, condições de apoio e propriedades dos materiais.....	34
4.2.1.2 Malha de elementos finitos, abordagem numérica utilizada e ação imposta	35
4.2.2 MURO.....	36
4.2.2.1 Descrição geral do modelo.....	36
4.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS.....	38
4.3.1 TIRANTE DE JACCOUD.....	38
4.3.1.1 Tirante submetido a deslocamento imposto na extremidade.....	38
4.3.1.2 Tirante submetido a ação imposta de retração.....	42
4.3.2 MURO.....	43
4.3.2.1 Análise de resultados em função da retração imposta sem fluência.....	45
4.3.2.2 Análise de resultados considerando o efeito da fluência.....	48
4.4 CONCLUSÕES.....	49

5. ESTUDOS PARAMÉTRICOS.....51

5.1 INTRODUÇÃO.....	51
5.2 MODELOS ESTUDADOS.....	52
5.2.1 DESCRIÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS.....	52

5.3 COMENTÁRIO DOS RESULTADOS OBTIDOS	54
5.3.1 MUROS COM TAXA DE ARMADURA DE 0.7%	54
5.3.1.1 Padrões de fendilhação	54
5.3.1.2 Tensões nas armaduras	55
5.3.1.3 Abertura de fendas	56
5.3.2 MURO DE $P=0.7\%$ VS MURO DE $P=0.35\%$	58
5.3.2.1 Evolução da abertura de fendas na base do muro e em altura	59
 6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	 63
6.1 CONCLUSÕES	64
6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	65
 BIBLIOGRAFIA	 67
 ANEXOS	 73
ANEXO A	75
ANEXO B	77
ANEXO C	81

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Modos primários de fraturação do betão.....	5
Figura 2.2 – Comportamento de “tension softening” e diversos critérios de localização das deformações pós fendilhação [26]	6
Figura 2.3 – Modelo de fendilhação fictícia [26]	7
Figura 2.4 – Modelo de fendilhação distribuída [26]	7
Figura 2.5 – Sistema de interação entre aço e betão [24].....	9
Figura 2.6 – Curvas de tensão de aderência aço/betão do FIB, Bulletin 10 [11].....	10
Figura 2.7 – Lei de tensão de aderência Vs escorregamento apresentada no MC1990 [16].....	11
Figura 2.8 – Processo de formação de hidratos.....	12
Figura 2.9 – Risco de fissuração face à retração térmica [30].....	14
Figura 2.10 - a) Relação entre o volume de vazios e o tamanho dos poros na qual ocorre o fenómeno de hidratação; b) mecanismo da tensão superficial registada nos poros [5].....	15
Figura 2.11 – Relação entre a perda de água e a retração para diferentes humidades relativas [33].....	16
Figura 2.12 – Evolução no tempo, para betões de alto (HPC) e normal (NSC) desempenho, das retrações autogéneas e de secagem [19].....	17
Figura 2.13 – Comparação da resposta de um tirante a deformações impostas externas (a) e internas (b) [32].....	19
Figura 2.14 – Equilíbrio de tensões numa secção sujeita a uma deformação imposta interior [8].....	19
Figura 3.1 – Exemplos de estruturas do tipo: a) “end restraint” e b) “edge restraint” [2].....	22
Figura 3.2 – Padrão de fendilhação para a) sapatas rígidas e b) sapatas flexíveis [3].....	22
Figura 3.3 – Comparação entre a evolução de tensões em altura, em função de B/H (l/b na Figura), de um tirante (a) e de um muro (b) [30].....	23
Figura 3.4 – Gráfico do ACI para cálculo do grau de restrição [15].....	24
Figura 3.5 – Gráfico de Emborg para cálculo do grau de restrição [3].....	24
Figura 3.6 – Variação de k em função da espessura h [1].....	25
Figura 3.7 – Transmissão de tensões de aderência ao longo do comprimento l_0 [31].....	28
Figura 3.8 – Fatores de restrição para as situações mais correntes e valores do grau de restrição preconizados no anexo L do EC2 parte 3 [2,3].....	29
Figura 4.1 – Representação esquemática do tirante em análise.....	34
Figura 4.2 – Representação da malha de elementos finitos e zonas de materiais consideradas.....	35
Figura 4.3 – a) Lei de “tension softening” [9] b) Lei de tensão de aderência.....	36
Figura 4.4 – Corte esquemático da secção transversal do muro e respectiva modelação numérica...37	37

Figura 4.5 – Malha de elementos finitos considerada e apoios introduzidos na análise numérica.....	37
Figura 4.6 – Evolução da extensão de retração do muro em análise.....	38
Figura 4.7 – Evolução da fendilhação sobre acção da deformação imposta.....	38
Figura 4.8 – Evolução do ensaio de deslocamento imposto realizado por Jaccoud.....	39
Figura 4.9- Início da análise: a) Padrão de fendilhação b) Tensões nas armaduras c) Tensões de aderência d) Tensões no betão.....	40
Figura 4.10 Fase intermédia da análise: a) Padrão de fendilhação b) Tensões nas armaduras c) Tensões de aderência d) Tensões no betão.....	40
Figura 4.11 Fim da análise: a) Padrão de fendilhação b) Tensões nas armaduras c) Tensões de aderência d) Tensões no betão.....	41
Figura 4.12 – Evolução das aberturas de fendas e da tensão na armadura com a extensão média do tirante: a) resultados numéricas; b) resultados experimentais.....	42
Figura 4.13 – Malha de elementos finitos do tirante submetido ao efeito de retração.....	43
Figura 4.14 – Evolução da tensão de armadura de um tirante submetido a deformação imposta interna.....	43
Figura 4.15 - a) Padrão de fendilhação b) Tensões no betão c) Tensões nas armaduras.....	44
Figura 4.16 – Máxima abertura de fendas medidas <i>in situ</i> do muro em análise [20]	45
Figura 4.17 – Zonas de estudo a nível de tensões de armaduras e abertura de fendas	45
Figura 4.18 – Deformada da estrutura para T=7 anos.....	45
Figura 4.19 – Padrão de fendilhação com w_k máximos para T= 7 anos.....	46
Figura 4.20 – Evolução das tensões de armadura nas zonas de estudo.....	46
Figura 4.21 - Evolução de abertura de fendas nas zonas de estudo.....	47
Figura 4.22 – Padrão de fendilhação com w_k máximos para T= 7 anos.....	48
Figura 4.23 - Evolução das tensões de armadura nas zonas de estudo.....	49
Figura 4.24 - Evolução de abertura de fendas nas zonas de estudo.....	49
Figura 5.1 – Representação esquemática dos modelos paramétricos.....	52
Figura 5.2 – Evolução da extensão de retração ao longo do tempo.....	53
Figura 5.3 – Padrões de fendilhação dos modelos paramétricos a) BH2 b) BH4 c) BH6 para um período de 20 anos.....	54
Figura 5.4 – Comparação da tensão nas armaduras.....	55
Figura 5.5 – Comparação da evolução em altura da abertura de fendas, T=20 anos.....	56
Figura 5.6 – Comparação da evolução de abertura de fendas.....	56
Figura 5.7 – Evolução de w_k em função do tempo para: a) Zona central b) Zona Extrema.....	57
Figura 5.8 – Padrão de fendilhação dos muros de B/H=2.....	58
Figura 5.9 – Padrão de fendilhação dos muros de B/H=4.....	58

Figura 5.10 – Padrão de fendilhação dos muros de B/H=6.....	58
Figura 5.11 – Comparação de w_k entre o muro BH6 e os muros BH4/BH2, para diferentes ρ na zona A.....	59
Figura 5.12 – Comparação de w_k entre o muro BH6 e os muros BH4/BH2, para diferentes ρ na zona C.....	59
Figura 5.13 – Comparação de w_k para os muros BH4 e BH6 na zona central, para ρ de 0.7% e 0.35%.....	61
Figura A.1 –Lei de “bond-slip” utilizada nos modelos numéricos.....	78
Figura B.1 – Evolução da retração autogénea e de secagem.....	78
Figura C.1 - Comparação de σ_s entre o muro BH6 e os muros BH4/BH2, para diferentes ρ na zona A.....	81
Figura C.2 - Comparação de σ_s entre o muro BH6 e os muros BH4/BH2, para diferentes ρ na zona C.....	81
Figura C.3 - Comparação de σ_s para os muros BH4 e BH6 na zona central, para ρ de 0.7% e 0.35%.....	81

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1.1 – Causas de fendilhação em betão armado.....	1
Quadro 3.1 – Comparação entre abordagens regulamentares	32
Quadro 4.1 – Propriedades dos materiais.....	35
Quadro 4.2 – Fendas registadas e respetiva extensão	46
Quadro 5.1 - Propriedades geométricas e materiais dos muros.....	53
Quadro 5.2 - Comparação entre “ $w_{k, \rho=0.35\%}$ MN” e “ $w_{k, \rho=0.7\%}$ MN * Rácio”	60
Quadro A.1 - Parâmetros para a definição da lei da Figura A.1 para varões nervurados.....	75
Quadro A.2 - Parâmetros para a definição da lei da Figura A.1 para varões lisos.....	75
Quadro B.1 - Parâmetros para aplicação da fórmula (3.15).....	78

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

δ – Deslocamento total

L_t – Comprimento total de um provete

$A_{c,eff}$ - Área da secção efectiva de betão traccionado que envolve as armaduras

A_n - Área da secção transversal do muro

A_o - Área da secção transversal da sapata

c - Recobrimento

d - Distância entre o centro de gravidade das armaduras e o bordo da secção

D_{max} - Dimensão máxima dos inertes

E_{cm} - Módulo de elasticidade médio do betão

E_n - Módulo de elasticidade do betão do muro

E_o - Módulo de elasticidade do betão da sapata

E_s - Módulo de elasticidade do aço

f_{ctm} - Tensão de rotura do betão à tracção (valor médio)

f_{ck} – Tensão de rotura do betão à compressão (valor característico)

G_f - Energia de fractura libertada na formação de uma fenda de superfície unitária

G_{f0} - Energia de fractura (valor base)

H - Altura do muro

L Desenvolvimento do muro

h - Altura total da secção

$h_{c,eff}$ - Altura de betão envolvente da armadura que efectivamente contribui para determinar o valor de $A_{c,eff}$

k - Coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes auto-equilibradas, valores intermédios podem ser obtidos por interpolação

=1.0 para espessuras do muro inferiores a 300 mm

=0.65 para espessuras do muro superiores a 800mm

k_c - Coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção, imediatamente antes da fendilhação e da variação do braço do binário

=1 para tracção simples

R_{ax} - Grau de restrição

R_j - Restrição na interface muro/sapata

RH - Humidade relativa do ar ambiente

S - Espaçamento entre fendas

S_{\min} - Espaçamento mínimo entre fendas

$S_{r,\max}$ - Distância máxima entre fendas

T - Temperatura em graus Celsius

T_1 - Diferença entre a temperatura de pico e a temperatura média do meio ambiente

T_2 - Queda de temperatura a longo termo

t - Tempo em dias

u_s - Perímetro dos varões utilizados

w - Abertura de fendas

w_k - Abertura de fenda característica

α_e - Relação E_s/E_{cm}

ε - Extensão

ε_{ca} - Extensão de retração autogénea a tempo infinito

ε_{cd} - Extensão de retração por secagem a tempo infinito

ε_{ct} - Extensão associada à tensão de rotura do betão à tracção simples

ε_{ctu} - Extensão máxima do betão em tração

ε_{cs} - Extensão de retração no instante t

ε_{cm} - Extensão média no betão entre fendas

ε_{free} - Extensão existente caso o elemento não fosse restringido

ε_{sm} - Extensão média da armadura, que inclui o efeito das deformações impostas considerando a contribuição do betão traccionado. Considera-se apenas a extensão de tracção que ocorre para além do estado de extensão nula do betão no mesmo nível.

ε_{sy} - Extensão de cedência do aço

ρ - Taxa de armadura

$\rho_{p,eff}$ - Taxa de armadura tendo em conta a área de betão afectada pela interface aço/betão

σ_c - Tensão no betão

σ_{s2} - Tensão fictícia no aço

σ_s - cedência Tensão de cedência do aço

τ_b - Tensão tangencial registada à superfície da armadura

s – escorregamento em mm

h_b - Largura de banda considerada

ϕ - Diâmetro dos varões em mm

1.

INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO E OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

Ao longo da história da construção em betão armado foi-se tornando claro com a experiência acumulada que uma estrutura, para além de ter garantia de resistência estrutural para cargas diretamente aplicadas, necessita de ter uma durabilidade adequada e um bom comportamento ao longo da sua utilização. Tal constatação deveu-se à verificação em algumas estruturas de um fraco comportamento em serviço, afetando a integridade estética e funcional, apesar da segurança à rotura não ser comprometida.

Com a tomada de consciência da grande importância de um controlo de comportamento em serviço adequado, um dos aspectos desde logo identificados e que mais relevância apresenta é a fendilhação e a sua propagação ao longo do tempo de vida útil de dada estrutura. No Quadro 1.1 apresentam-se as principais causas que provocam fissuração, a fase onde se fazem notar e as medidas mais comuns para as controlar.

Quadro 1.1 – Causas de fendilhação em betão armado

Causas	Período de aparecimento	Medidas a tomar
Abatimento do betão fresco	Instantes após betonagem	Controlo do processo de cura
Retração plástica e química		
Retração Térmica	Instantes após betonagem	Armadura mínima e controlo das tensões
Deformações impostas	Retração de secagem	Armadura mínima
	Assentamento diferencial da fundação	Armadura mínima
	Variações de temperatura	Armadura mínima
Carregamento da estrutura	Durante a utilização	Controlo de tensões
Corrosão da armadura	Durante a utilização	Qualidade global da estrutura
Reações químicas	Durante a utilização	

Observa-se no Quadro 1.1 que o aparecimento de fendas numa estrutura se deve em grande parte às deformações impostas. Uma estrutura, ao ter os seus movimentos e variações de volume restringidos devido às suas condições de apoio, desenvolve tensões de tração que dão origem ao fenómeno em causa.

Será seguro afirmar que a fendilhação é inevitável e expectável em qualquer estrutura de betão armado. O controlo da fendilhação devida às deformações impedidas é muitas vezes efetuado com recurso à definição de uma armadura mínima. No Eurocódigo 2 Parte 1-1 [1] esta armadura é definida com base no comportamento de um tirante restringido nas suas extremidades, sendo assumido que a estrutura está em fase de formação de fendas e que o esforço instalado corresponde ao esforço de fendilhação. Desta forma tanto o dimensionamento da armadura como o cálculo da abertura de fendas são efetuados independentemente do valor da deformação restringida. No caso de um muro de betão armado, no qual a restrição à deformação ocorre na base, o problema é mais complexo. De facto, após fissurar o esforço instalado na secção da fenda pode nunca mais atingir o esforço de fendilhação, pelo que a aplicação das expressões determinadas com base no comportamento estrutural de tirantes conduz, no caso dos muros, a dimensionamentos que podem ser demasiado conservativos. Neste caso, em alguma regulamentação, nomeadamente no Eurocódigo 2 Parte 3 (EN 1992-3) [2] e no documento CIRIA C660 “Early-age thermal crack control in concrete” [3], a abertura de fendas em muros vem definida como sendo proporcional à deformação restringida, que é obtida pela multiplicação da deformação livre (i.e., a deformação que ocorreria caso a estrutura não estivesse restringida) pelo factor de restrição.

Pretende-se com este trabalho estudar o efeito das deformações impostas, como a retração e a variação de temperatura, em muros de betão armado, tipicamente restringidos ao longo da sua base pela fundação. Para o efeito é utilizado um modelo de análise não-linear baseado no método dos elementos finitos capaz de reproduzir o processo de fissuração incluindo a aderência aço-betão. O programa de cálculo utilizado é o DIANA, contemplando uma vasta gama de análises disponíveis, entre elas análises não-lineares e diferidas no tempo. Através de um estudo paramétrico procura-se perceber a influência de alguns parâmetros, como a relação entre altura e largura de um muro ou a taxa de armadura horizontal, no processo de fendilhação destes elementos estruturais. Através dos resultados obtidos procurou-se contribuir para o conhecimento sobre o tema, o qual é já enquadrado de forma específica em alguma regulamentação, como o Eurocódigo 2 Parte 3 [2] e o CIRIA C660 [3].

1.2 ORGANIZAÇÃO EM CAPÍTULOS

Esta dissertação está organizada em 6 capítulos, o primeiro sendo o presente capítulo, pretendendo-se expor e explicar os assuntos que serão tratados e estudados ao longo do trabalho, além de apresentar a estrutura da dissertação.

O Capítulo 2 trata dos fenómenos físicos relacionados com o tema abordado e que afetam o comportamento das estruturas ao longo do seu tempo de serviço. Primeiro é feita uma descrição resumida do comportamento do betão simples à tração e de diferentes abordagens não-lineares que o descrevem e que serão usados nos estudos numéricos. Em seguida é feita uma descrição do comportamento de aderência entre o betão e o aço, onde se analisa o fenómeno físico à medida que se verifica escorregamento relativo entre os dois materiais, bem como a abordagem teórica utilizada para a consideração de tal aderência nos modelos numéricos. Finalizando este capítulo, é dada ênfase à descrição teórica dos fenómenos de hidratação, retração e fluência, de modo a descrever os principais efeitos diferidos que condicionam o comportamento do betão desde as primeiras idades.

No Capítulo 3 apresenta-se uma análise sucinta das abordagens ao cálculo da abertura de fendas pelos códigos atuais. É feita uma referência ao efeito do grau de restrição de uma estrutura sobre o

comportamento das mesmas. Em foco estarão os códigos EC2-1-1 [1], EC2-1-3 [2] e CIRIA C660 [3], analisando-se a aplicabilidade e viabilidade das suas metodologias.

No Capítulo 4 é apresentado um estudo base com vista a explorar o modelo numérico não-linear. São analisados um tirante submetido a um deslocamento na extremidade, tal como ensaiado por Jaccoud [4] e um muro de betão armado do qual se conhece o padrão de fendilhação, descrito no artigo de Leitão *et al.* [9]. Através da comparação dos resultados numéricos com os dados experimentais (no caso do tirante) ou com o padrão de fissuração da estrutura real (no caso do muro) é feita a validação da metodologia de análise utilizada neste trabalho. Este estudo base serviu ainda para definir a lei de aderência a adoptar nas análises subsequentes e para expor as diferenças do processo de fendilhação em ambas as estruturas.

No Capítulo 5 é apresentado um estudo paramétrico onde se pretende avaliar o efeito da relação comprimento/altura e da taxa de armadura horizontal na abertura de fendas em várias zonas de um muro. Pretende-se validar ou complementar a informação que o EC2-1-3 [2] e o CIRIA C660 [3] fornecem sobre o dimensionamento em relação a fendilhação de elementos de betão armado, concluindo que a abordagem simplista do EC2-1-1 [1] se encontra desadequada para a análise de elementos com diferentes condições de restrição de movimentos da preconizada pelo código enunciado.

Por último, no Capítulo 6 tiram-se as principais conclusões sobre os estudos desenvolvidos neste trabalho, sugerindo-se possíveis desenvolvimentos para futuros trabalhos.

2. BETÃO ARMADO MODELOS DE COMPORTAMENTO

2.1 FRATURA DO BETÃO SIMPLES

A Mecânica da Fratura surgiu como uma ferramenta capaz de analisar a presença de fissuras e defeitos nas estruturas e prever, de forma mais consistente, a resistência residual destes componentes fissurados submetidos a diferentes carregamentos.

Os parâmetros utilizados na Mecânica da Fratura são relacionados ao material e com a forma de solicitação da fissura num corpo sólido, indicando as possibilidades da sua propagação. Existem três modos de solicitação de um corpo com uma fissura, conforme representado esquematicamente na Figura 2.1 para uma fissura propagando-se num corpo de espessura t , a saber: modo I, modo II e Modo III. Esta sistematização relacionada à forma de rutura foi introduzida por IRWIN (1948) e permite estudar os fatores de intensidade de tensões na ponta da fissura e seus mecanismos de propagação.

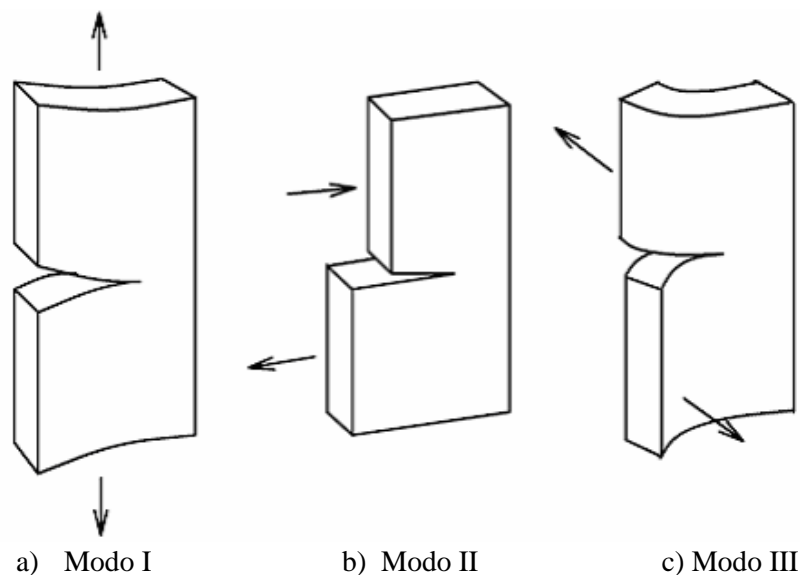


Figura 2.1 – Modos primários de fraturação do betão

O modo I corresponde à separação das faces da superfície de fratura, associado à formação de tensões normais. No modo de fratura II ocorre o deslizamento das faces no sentido longitudinal da fenda, associado a tensões transversais. No modo de fratura III ocorre novamente deslizamento das faces, porém no sentido transversal da fenda, associado a tensões tangenciais. Através da combinação linear

destes três modos é possível representar qualquer tipo genérico de fratura e estudar a sua propagação através de modelos analíticos apresentados de forma sucinta na continuação deste capítulo.

Considere-se a resposta de tensão-deformação de um provete genérico representada na Figura 2.2, podendo esta ser obtida através de um ensaio de tração direta com deslocamento controlado. Enquanto os níveis de tensão se encontram perto da resistência à tração a resposta será aproximadamente linear elástica. Perto da carga de pico a resposta abranda devido ao crescimento de microfissuras na interface entre os agregados e a pasta de cimento.

À medida que a resistência à tração se aproxima as deformações começam a aparecer fortemente localizadas numa banda estreita, a chamada zona de processo de fratura (ZPF), e as microfissuras tendem a aglomera-se numa fenda macroscópica. As tensões de tração ainda podem ser transmitidas devido ao efeito de ponte de fissuras e um comportamento de “tension-softening” (Figura 2.2 a)), a diminuição gradual da tensão à medida que a extensão aumenta, pode ser observado. Nesta fase, as deformações são altamente localizadas, o modelo descarrega fora da ZPF e o ramo de “softening” medido pode ser mais ou menos acentuado, dependendo do comprimento da base, que é utilizada para cálculo da média das deformações. A um nível macro, este comportamento não pode ser explicado pela mecânica da fratura linear elástica (LEFM), exigindo a aplicação de conceitos da mecânica da fratura não-linear (NLFM).

Os modelos NLFM podem ser classificados de acordo com os critérios de localização assumidos para as deformações no regime de amolecimento (ver Figura 2.2).

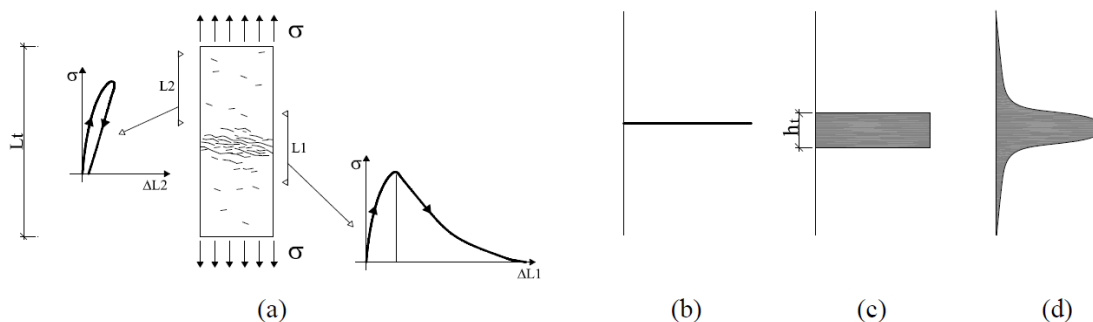


Figura 2.2 – Comportamento de “tension softening” e diversos critérios de localização das deformações pós fendilhação [26]

Representado na Figura 2.2 b), e de uma forma mais detalhada na Figura 2.3, está a ZPF considerada no modelo de fendilhação fictícia, onde tal zona surge localizada numa única linha ainda capaz de transmitir tensões. De acordo com este modelo o deslocamento total do provete em análise é dado como a soma da largura de fenda w_c e o produto de L_t , comprimento do provete, e ε_c , extensão do betão fora da zona de fratura.

$$\delta = \varepsilon_c L_t + w_c \quad (2.1)$$

A extensão média do provete é dada como:

$$\varepsilon_m = \varepsilon_c + w_c / L_t \quad (2.2)$$

Com isto, compreende-se que uma vez que a capacidade de tração de uma dada zona do provete é alcançada, o comportamento do betão pode ser explicado através de duas curvas: uma curva de relação

entre tensão e extensão do betão fora da ZPF e uma curva de tensão vs abertura de fendas dentro da ZPF.

Com a introdução da curva $\sigma-w$ surge um novo parâmetro material definido pela área delimitada pelo gráfico. Este parâmetro, designado por energia de fratura, G_f , corresponde à energia necessária para formar uma fenda de superfície unitária, dependendo de fatores como a razão água/cimento, dimensão máxima de agregados e a idade do betão.

As expressões usualmente mais utilizadas para calcular este parâmetro são apresentadas em seguida, com $G_{F0} = 25, 30$ ou $58 \text{ N}\cdot\text{m}^{-1}$ para $D_{\max} = 8, 16$ ou 32 mm respetivamente:

$$G_F = G_{F0} \left(\frac{f'_c}{10} \right)^{0.7} \quad \text{para } f'_c \leq 80 \text{ MPa} \quad (2.3)$$

$$G_F = 4.30 G_{F0} \quad \text{para } f'_c \geq 80 \text{ MPa} \quad (2.4)$$

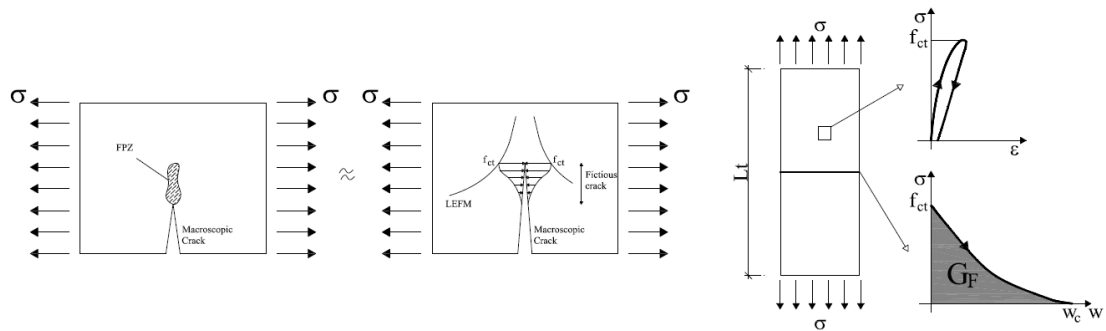


Figura 2.3 – Modelo de fendilhação fictícia [26]

O modelo de banda distribuída assume que as extensões seguem uma distribuição uniforme ao longo de uma banda de comprimento finito, a ZPF deste modelo. O parâmetro h_t é introduzido como sendo a largura onde as deformações na ZPF são calculadas, correspondendo a um processo de homogeneização da distribuição de extensões reais que permitem tratar o betão, um material heterogéneo, como um material uniforme.

O comportamento do modelo encontra-se ilustrado na Figura 2.4.

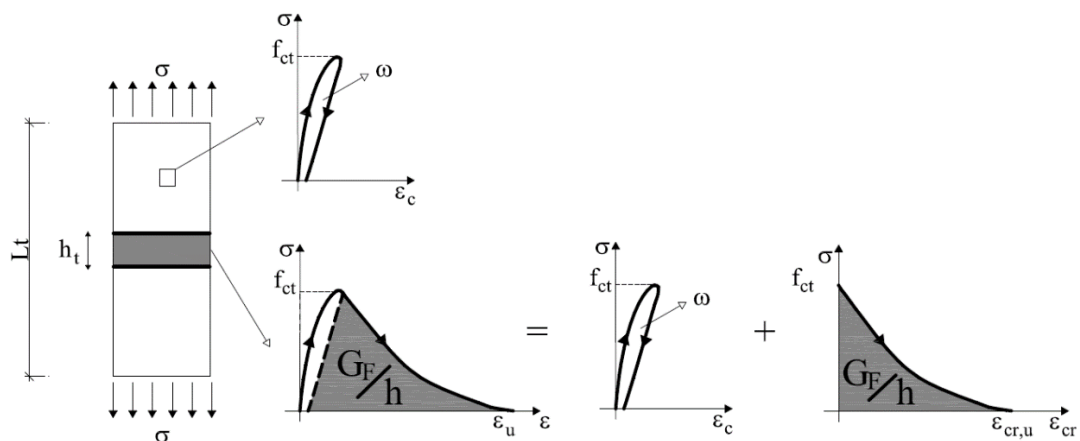


Figura 2.4 - Modelo de fendilhação distribuída [26]

O modelo de fissuração distribuída consegue desta forma idealizar uma distribuição das descontinuidades locais, associadas ao processo de fendilhação, pela área de influência do elemento

finito. Desta forma é possível modelar o betão fissurado através da alteração das suas relações constitutivas, conseguindo introduzir este conceito facilmente numa análise de elementos finitos pois garante-se a continuidade do campo de deslocamentos. A aplicação deste modelo aos casos práticos da presente dissertação será discutida no Capítulo 4.

Para uma leitura mais aprofundada do tema aconselha-se a consulta de *Bazant e Oh* [14] entre outros autores e Pimentel [13,26].

2.2 ADERÊNCIA ENTRE AÇO E BETÃO

2.2.1 INTRODUÇÃO

A aderência entre aço e betão constitui um dos fatores mais importantes para o comportamento estrutural de elementos de betão armado, fazendo a comunicação e a transferência de tensões entre os materiais em questão. Além disso, é responsável também pela compatibilidade de deformações dos materiais. A conjugação destes fenómenos através da existência de tal aderência torna possível a utilização e a denominação do termo “betão armado”.

Em estruturas correntes, os elementos de betão armado encontram-se submetidos a ações de tração e compressão. Para ações de compressão existe igualdade aparente de deformação entre betão e aço. Já para ações de tração, a aderência impede o deslocamento relativo entre materiais, ocorrendo interação entre os materiais.

Tal interação entre betão e aço resulta no que se denomina de tensões de aderência. Estas tensões e a sua distribuição e efeitos têm sido estudadas e investigadas no sentido de haver uma melhor compreensão sobre este fenómeno, seja por exemplo, em zonas intermédias de elementos sujeitos a diferentes tipos de solicitações, como em zonas de ancoragens, sejam retas ou com ganchos.

A aderência pode ser estudada por uma relação de tensão de cedência vs escorregamento, que representa a variação de tensão na interface aço - betão relacionada com o deslocamento entre a armadura e o betão envolvente. Valores máximos de escorregamento podem definir a destruição da aderência, normalmente associados a um certo estado de deformação e fissuração. Dando-se o início da fratura do betão, as deformações do aço e do betão próximas das fissuras serão diferentes, ocorrendo mais deformação na armadura em relação ao betão. Tal diferença deve-se ao escorregamento existente entre materiais. Para deformações compatibilizadas a aderência diz-se rígida devido a inexistência de escorregamento; quando se obtêm deformações diferenciais tem-se uma aderência parcial.

Seguidamente apresentam-se as principais causas para o desenvolvimento destas tensões de aderência:

- Ações externas – influência nas tensões de tração e compressão nos elementos;
- Fissuras – induzem acréscimos de tensão nas armaduras aumentando as tensões de aderência;
- Forças de ancoragem nas extremidades dos elementos – Transferência de esforços entre armadura e betão através das tensões de aderência;
- Retração do betão – Originando tensões de tração no betão devido a presença de armadura, e tensões de compressão na armadura;

No que concerne às questões de tensões de aderência em zonas de ancoragens, tal tema não será muito alongado no presente trabalho. Importa referir a importância de haver um comprimento ponderado de ancoragem para ocorrer de forma eficaz a transferência de esforços entre aço e betão, a consideração de ancoragens retas ou em gancho e o confinamento oferecido pelas armaduras transversais nessas zonas. O EC2 parte 1-1 [1] fornece informação importante sobre estas questões.

2.2.2 MECANISMOS DE ADERÊNCIA

A tensão de aderência pode ser entendida como uma força tangencial por unidade de área, transferida entre a armadura e o betão envolvente.

Observa-se na Figura 2.5 o equilíbrio resultante entre uma força de tração num varão de aço e o betão na envolvente.

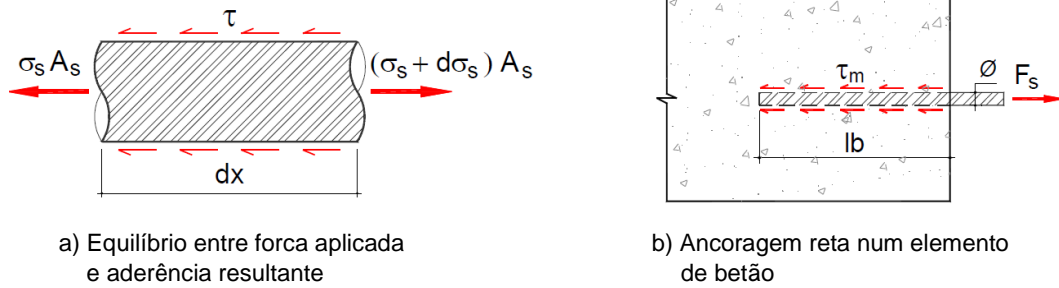


Figura 2.5 – Sistema de interação entre aço e betão [24]

Tome-se em consideração um elemento de dimensão dx . A força de aderência pode ser traduzida em função da variação da tensão do aço ao longo desse comprimento através da seguinte expressão:

$$(\sigma_s + d\sigma_s) \cdot A_s - \sigma_s \cdot A_s = \tau \cdot u_s \cdot dx \quad (2.5)$$

onde,

- σ_s é a tensão de tração do aço;
- $d\sigma_s$ é a variação da tensão de tração do aço ao longo de dx ;
- A_s é a área da secção do aço;
- τ é a tensão de aderência entre aço e betão;
- u_s é o perímetro dos varões.

Resolvendo a equação anterior em relação à tensão de aderência obtém-se:

$$\tau = \frac{A_s}{u_s} \cdot \frac{d\sigma_s}{dx} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{d\sigma_s}{dx} \quad (2.6)$$

Onde ϕ indica o diâmetro do varão.

Admitindo tensão de aderência uniforme ao longo de l_b , a expressão anterior pode ser descrita, tal como se encontra no EC2 parte 1-1 [1], por:

$$\tau_m = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_s}{l_b} \quad (2.7)$$

onde τ_m traduz o valor médio da tensão de aderência aço – betão.

Como já referido anteriormente, vários trabalhos foram realizados sobre este tema, de modo a perceber e decifrar o problema de um ponto de vista matemático como acima descrito e também de um ponto de vista físico.

Sendo assim, o mecanismo de aderência e a transferência de carga entre um varão e o betão envolvente consegue-se através de três mecanismos:

- Aderência química ou adesão entre aço e betão
- Aderência por atrito
- Aderência mecânica

O Bulletin 10 da Federation Internationale du Beton (FIB) [11] apresenta um gráfico de curvas padrão para diferentes cenários de interação aço betão, onde esta é definida segundo quatro estágios até à rutura.

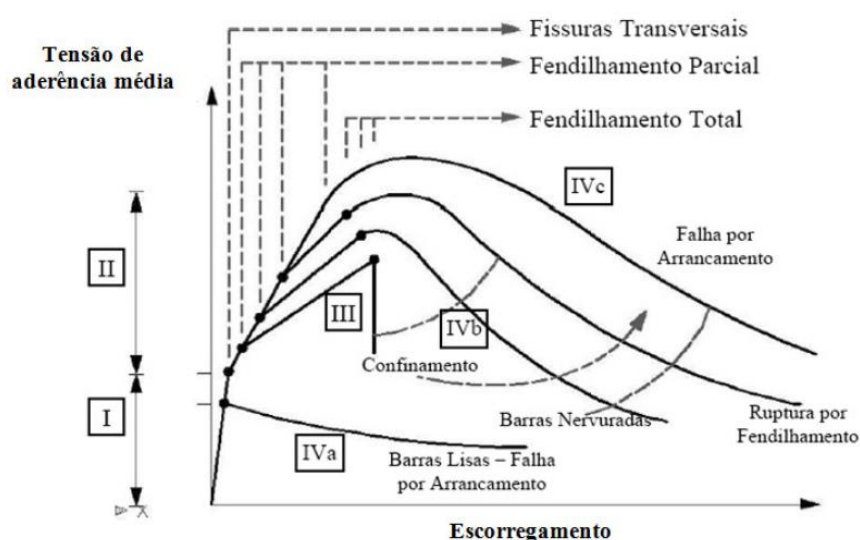


Figura 2.6 – Curvas de tensão de aderência aço/betão do FIB, Bulletin 10 [11]

Num primeiro estágio, o betão e o aço têm uma total compatibilização de deslocamentos, não ocorrendo escorregamento nem fissuração. Nesta fase, a aderência ocorre principalmente por adesão.

Após a quebra da adesão inicia-se o escorregamento entre aço e betão. Para valores reduzidos do deslocamento, o mecanismo dominante neste estágio será a interação mecânica, aparecendo as primeiras fissuras.

No estágio seguinte, que antecede a rutura da aderência, as fissuras transversais aumentam e o betão em torno do aço fissa ao longo do seu perímetro.

No último estágio ocorre a rutura da aderência, verificando-se ainda uma aderência puramente friccional entre os varões e o betão circundante. O valor desta rutura é afetada pelo confinamento inicial, pela resistência do betão, pela taxa de armadura, etc.

No presente trabalho utilizou-se como lei de aderência o modelo analítico presente no MC90 [16], proposto por Eligehausen *et al.* (1983). Esta lei é representada na Figura 2.7.

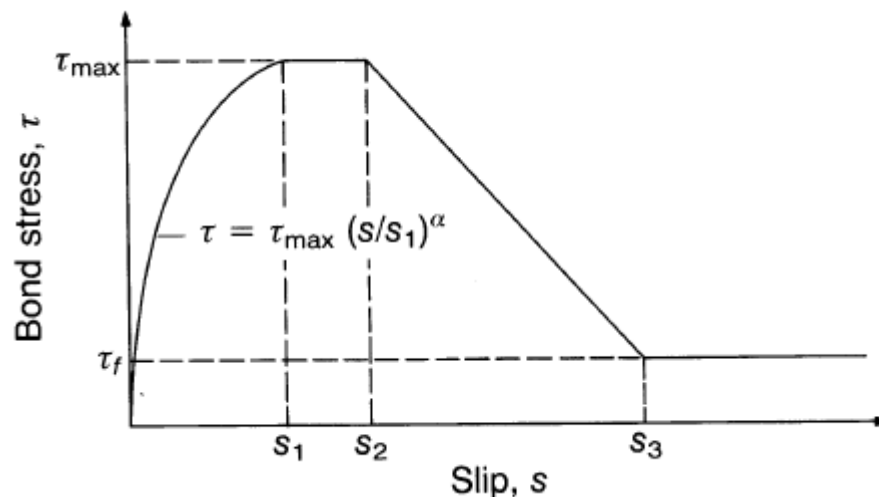


Figura 2.7 – Lei de tensão de aderência vs escorregamento apresentada no MC1990 [16]

O primeiro tramo da curva representa a penetração das nervuras da armadura no betão, provocando esmagamentos localizados cuja lei de tensão de aderência é representada na Figura 2.7. O segundo tramo caracteriza a região do betão confinado com características de esmagamento avançado e destacamento do betão entre as nervuras da armadura. O terceiro tramo diz respeito à redução da resistência da ligação devido à ocorrência de fissuras que separam definitivamente as armaduras do betão, onde a tensão de aderência decresce linearmente até se atingir uma tensão residual ($\tau = \tau_f$) para um valor do deslocamento igual a s_3 , deslocamento correspondente à distância entre nervuras, a partir do qual o valor da tensão residual é invariável.

Esta relação pode ser utilizada tanto para varões traccionados como para varões comprimidos. De salientar que os valores propostos para o deslocamento (s) e para a tensão de aderência (τ) são valores médios, podendo ser assumidos outros valores.

De referir também que o nível de confinamento a que o betão está sujeito afeta decisivamente a lei de aderência que se irá considerar, alterando a tensão de aderência máxima e o modo de rotura observado (fendilhação ou arrancamento), estando no anexo A a apresentação dos valores propostos pelo MC90 [16] para a aplicação do diagrama apresentado na Figura 2.7.

No Capítulo 4 será discutido o tipo específico de modelo de aderência utilizado para os modelos numéricos a serem testados e a sua influência comparada com outros modelos de aderência.

2.3 COMPORTAMENTO DO BETÃO NAS PRIMEIRAS IDADES

2.3.1 INTRODUÇÃO

Dos vários fenómenos que ocorrem nas primeiras idades do betão identificam-se os seguintes como os mais importantes:

- Hidratação do cimento
- Retração devido a secagem
- Retração autogénea e plástica
- Efeitos térmicos e químicos
- Fluência
- Envelhecimento
- Fissuração

Como será de esperar, cada um destes fenómenos não ocorre isoladamente, mas sim em conjunto, tendo então de serem analisados de modo a ter em conta a sua interação global, ou então, analisados de forma separada através de simplificações convenientemente fundamentadas.

Pretende-se com este capítulo apresentar de uma forma resumida os aspetos fundamentais de fenómenos como a hidratação do cimento e processos térmicos associados, a retração hídrica (secagem e autogénea) e a fluência, que por sua vez irão condicionar e influenciar o comportamento das estruturas e o seu risco de fissuração. Tais fatores são os que mais peso têm na presente dissertação, por serem os que mais condicionam o betão nas suas primeiras idades.

2.3.2 HIDRATAÇÃO DO CIMENTO

A hidratação do cimento caracteriza-se como uma reação altamente exotérmica, ou seja, dá-se através deste processo a ocorrência de reações químicas num sistema onde existe libertação de calor para o meio exterior, onde o calor gerado induz um aumento de aproximadamente 50° a 60° C em condições adiabáticas (processo de transformação de um sistema em que não ocorrem trocas térmicas com o exterior).

O processo de hidratação apresenta-se num nível macroscópico como uma reação química onde a água, numa fase reativa, se combina com o cimento para formar, como produto, hidratos. A Figura 2.8 mostra o processo de formação dos hidratos.

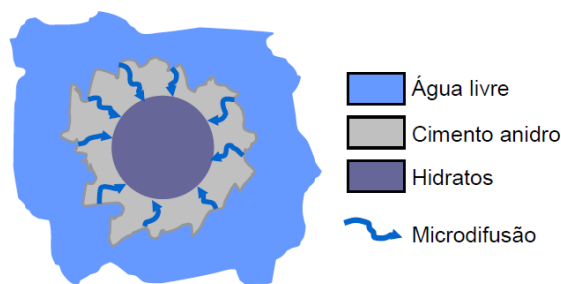


Figura 2.8 – Processo de formação de hidratos

A baixa condutividade térmica do betão e fenómenos de radiação e convecção com o exterior podem gerar gradientes térmicos não desprezáveis. A restrição externa das estruturas, juntamente com o processo de construção utilizado e uma baixa resistência a esforços de tração nas primeiras idades podem induzir fissuração. Por outro lado, as características de deformação do betão variam com o tempo. Estes efeitos reológicos não podem ser desprezados e são de natureza muito complexa. A consideração destes efeitos adquire particular importância quando se estuda o comportamento de estruturas pré-esforçadas, esbeltas ou com grande volume de betão.

As razões mencionadas no parágrafo anterior põem em evidência que as solicitações mais prejudiciais a que o betão está sujeito nas primeiras idades são de origem térmica. Para melhor se poder quantificar corretamente este tipo de ação, será necessário conhecer em detalhe três aspetos essenciais: as propriedades térmicas dos materiais utilizados, as condições ambientais e as condições do processo de execução em obra.

A propriedade mais importante que se deve ter em conta é a capacidade de libertação de calor durante o processo de hidratação do cimento. A velocidade de hidratação, a velocidade de libertação de calor e a quantidade total de calor gerado durante o processo de cura dependem basicamente do tipo e quantidade de cimento utilizado e da temperatura inicial no local de obra. A capacidade de dissipar o calor gerado depende das propriedades térmicas (calor específico e condutividade) do betão e fundamentalmente das condições ambientais e de execução da obra. A temperatura ambiente, a

velocidade do vento, o grau de isolamento e a inclusão da humidade relativa do ar podem condicionar o fluxo de calor dirigido ao exterior da estrutura devido aos fenómenos de condução, radiação e convecção. Por outro lado, a velocidade de construção ou o tipo de cofragem utilizado são fatores que estão relacionados com o processo de execução e podem afetar de maneira importante na determinação da ação (carga) térmica a ser considerada, algo bem documentado em [3].

Para controlar o efeito prejudicial das ações térmicas sobre o comportamento estrutural, é necessário tentar diminuir as temperaturas máximas e os gradientes térmicos que podem gerar-se dentro da massa de betão. Para isso, durante as últimas décadas têm-se desenvolvido diferentes técnicas. Pode citar-se, por exemplo, a diminuição da temperatura inicial através do resfriamento dos agregados. Uma temperatura inferior encontrada em obra permite desacelerar o processo de hidratação e, portanto, permite dissipar mais facilmente o calor à medida que ele vai sendo gerado, diminuindo assim, consideravelmente, o risco de fissuração.

Em relação às condições de execução que podem diminuir tanto as temperaturas máximas quanto os gradientes de temperatura no interior da massa de betão, pode citar-se a utilização de serpentinas de refrigeração e o uso de isolantes térmicos nas cofragens.

Muitos dos fatores anteriormente mencionados afetam diretamente o processo de hidratação do cimento e, por consequência, a ação térmica a que será submetida a estrutura. Contudo, a hidratação do cimento é a responsável pelo processo de endurecimento, aumento de resistência e rigidez do betão, ou seja, é responsável também pela capacidade do betão para resistir às citadas ações de origem térmica.

Nos últimos tempos notou-se que as evoluções das propriedades mecânicas do betão estão condicionadas não só pelo grau de avanço da reação de hidratação, mas também pela cinética da mesma. Foi verificado experimentalmente que o valor da resistência à compressão, e por consequência, o valor da resistência à tração e o módulo de elasticidade no final do processo de cura, dependem da temperatura máxima na qual o material foi curado.

Deduz-se, portanto, de forma resumida, que a reação de hidratação do cimento define de maneira fundamental tanto as ações quanto a capacidade de resistência do betão nas primeiras idades, oferecendo o documento CIRIA [3] grande parte da informação aqui disponibilizada, sustentada com dados experimentais confirmados e validados.

2.3.3 RETRAÇÃO

A retração é um fenómeno caracterizado pela diminuição gradual do volume do betão ao longo do processo de endurecimento, na ausência de cargas aplicadas. Essa redução, que acontece principalmente porque o betão tende a perder parte da água utilizada no seu fabrico, denominando-se de retração hídrica, que como veremos no sub-capítulo 2.3.3.5, é composta por duas parcelas (parcelas endógena e de secagem). De qualquer forma há outras componentes do fenómeno que devem ser consideradas e que ocorrem em simultâneo com a perda de humidade (água). Podem então ser identificados os seguintes tipos de retração:

- Retração plástica,
- Retração química;
- Retração térmica,
- Retração de carbonatação;

Nos subcapítulos seguintes caracteriza-se cada uma das componentes acima referidas, dando-se mais ênfase às que mais influenciam o comportamento das estruturas e que portanto, são mais relevantes para este estudo.

2.3.3.1 Retração plástica

A retração plástica é a retração que ocorre antes do betão adquirir a presa, ou seja, antes que as propriedades mecânicas se encontrem desenvolvidas. Esta componente é devida ao facto da velocidade de evaporação da água, junto à superfície livre do betão fresco, ser superior à da água que migra do interior do betão para a superfície.

Depende, além da composição do betão, dos fatores que afetam a velocidade de evaporação da água, como a humidade relativa do meio ambiente, a temperatura, a velocidade do ar e o volume da peça.

Como resultado da retração plástica, tem-se, eventualmente, uma fendilhação superficial que além do aspeto estético negativo poderá prejudicar a durabilidade da estrutura.

2.3.3.2 Retração química

A retração química é também chamada de retração intrínseca e tem em conta que o volume absoluto da pasta de cimento se reduz quando se dá a hidratação do cimento, verificando-se, no entanto, que após algumas semanas, o volume aparente da mesma pasta endurecida tem um aumento. Esta situação pode-se explicar pela formação de vazios na pasta de cimento, os quais são normalmente chamados de poros de gel.

2.3.3.3 Retração térmica

A retração térmica tem em conta o arrefecimento do betão devido ao efeito das reações químicas de hidratação do cimento, que são exotérmicas e libertam calor. No fim da presa, as reações são mais lentas e a temperatura baixa progressivamente graças à dissipação de calor para o exterior através das cofragens e da superfície livre (ver Figura 2.9). Da observação da Figura nota-se que, este fenómeno se manifesta de uma forma mais gravosa após a descofragem, até que o calor da hidratação se dissipe totalmente.

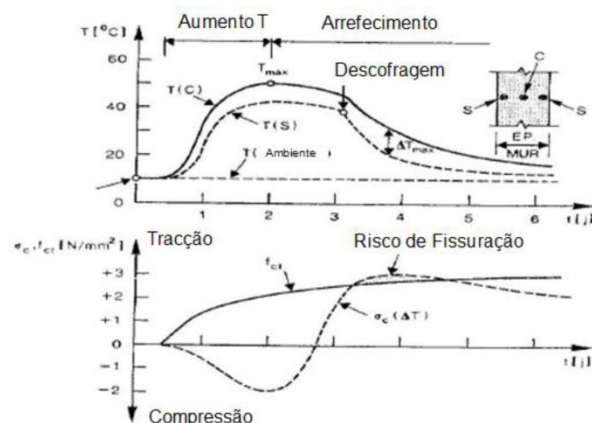


Figura 2.9 – Risco de fissuração face à retração térmica [30]

A retração térmica é o efeito da contração do betão que acompanha este arrefecimento gradual. Esta retração é provocada pelo gradiente térmico entre o interior do elemento de betão e o meio exterior e, dela resulta a eventual fendilhação. Depende da temperatura do meio ambiente exterior, da natureza do material da cofragem, da dimensão do elemento e da dosagem do cimento utilizado. Com o aumento da dosagem do cimento, maior é a quantidade de componentes hidratados e, assim, maior será a libertação de calor para o exterior e por conseguinte maior será o risco de fissuração.

2.3.3.4 Retração de carbonatação

A retração de carbonatação produz-se logo que o hidróxido de cálcio $\text{Ca}(\text{HO})_2$ reage com o dióxido de carbono CO_2 para formar o carbonato de cálcio CaCO_3 . É um fenómeno muito localizado na superfície de betão e que muitas vezes nem é considerado como de retração.

2.3.3.5 Retração hídrica

Como referido anteriormente, a parcela mais importante que contribui para retração global é a retração hídrica. Este tipo de retração ocorre devido à perda de água do interior do betão, segundo dois processos distintos: o processo endógeno e o de secagem.

Retração endógena

A retração endógena é também chamada de retração autogénea, retração de auto-dissecação ou de hidratação. Estas diferentes denominações devem-se ao facto desta parcela de retração poder ser causada por vários mecanismos:

- O volume absoluto dos produtos da reação do ligante com a água é inferior ao volume dos reagentes (retração química). Esta redução é aproximadamente proporcional ao grau de hidratação e ocorre no momento em que a água e o cimento entram em contacto podendo prolongar-se até à fase endurecida do betão;
- A auto-dissecação origina mudanças físicas e químicas dos componentes do cimento durante o seu processo de hidratação, devido à perda da água que se encontra nos poros capilares;

Esta retração ocorre sem trocas de humidade com o exterior e aumenta com a diminuição da relação água/cimento, fazendo com que esta parcela da retração seja mais relevante nos betões de elevada resistência, onde a razão entre a dosagem de água e cimento é baixa.

A retração endógena é uma parcela normalmente pequena da retração total, que é mais relevante para os betões de elevado desempenho, com baixa razão A/C, onde os poros maiores ficam totalmente vazios devido à hidratação. Esta ocorre em cerca de 80 % até aos 28 dias, pelo que a retração endógena é um fenómeno que ocorre nas primeiras idades do betão.

À medida que a retração se desenvolve, a remoção da água vai-se processando dos poros maiores para os mais pequenos, com aumento progressivo do volume de vazios (ver Figura 2.10 a)), acompanhada de um aumento da tensão capilar, pois começa-se a desenvolver um menisco capilar na interface líquido/vapor, devida à perda de pressão nos poros (Figura 2.10 b)).

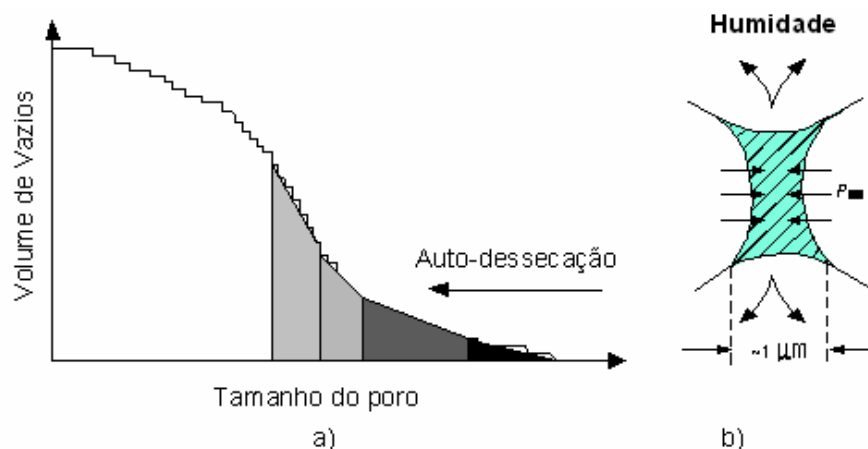


Figura 2.10 - a) Relação entre o volume de vazios e o tamanho dos poros na qual ocorre o fenómeno de hidratação; b) mecanismo da tensão superficial registada nos poros [5]

O facto da parcela de retração endógena ser mais significativa nas primeiras idades do betão, com a dissecação a processar-se dos poros maiores para os mais pequenos, faz com que as perdas de pressão sejam maiores nos primeiros e, por conseguinte, maiores são as variações de tensões capilares nas primeiras idades do betão.

Retração de secagem

A retração de secagem, por vezes denominada de retração de dissecação, é a parcela mais significativa da retração global em betões de resistência normal. Produz-se pela difusão da água na direção das faces expostas, verificando-se a secagem em presença de um gradiente hídrico entre o interior do betão e o ar ambiente sendo tanto maior quanto maior for a relação água/cimento. Assim a retração de secagem em betões de alta resistência é menor que no caso dos betões correntes, devido às pequenas quantidades de água livre após a hidratação e à menor porosidade.

Essa perda de água dá origem a uma variação de volume do betão, pois sendo o betão um material poroso sofre uma contração quando a água é removida dos poros. O vapor de água, como referido, ao difundir-se de dentro do betão para a superfície, vai forçando a água que se encontra dentro dos poros a se transformar em vapor, para manter o equilíbrio. Os poros maiores, como referido na parcela de retração caracterizada anteriormente, são os primeiros a ficarem vazios, verificando-se neles um aumento da tensão superficial, associado à perda de humidade no interior do poro. Este fenómeno é bastante mais lento do que o associado à remoção da água dos poros por retração endógena e dura vários anos até que o betão fique com uma reduzida concentração de H_2O .

A perda de volume do elemento de betão, resultante da perda de vapor de água dos poros, no processo de retração de secagem, pode processar-se, para além dos mecanismos da tensão superficial nos poros capilares, por pressão de disjunção e energia livre na superfície sólida.

Todos estes mecanismos dependem do equilíbrio entre a humidade relativa do meio ambiente e a humidade interna do betão. A Figura 2.11 mostra a relação entre a perda de água (massa) e a retração, para diferentes valores de humidade relativa e da temperatura.

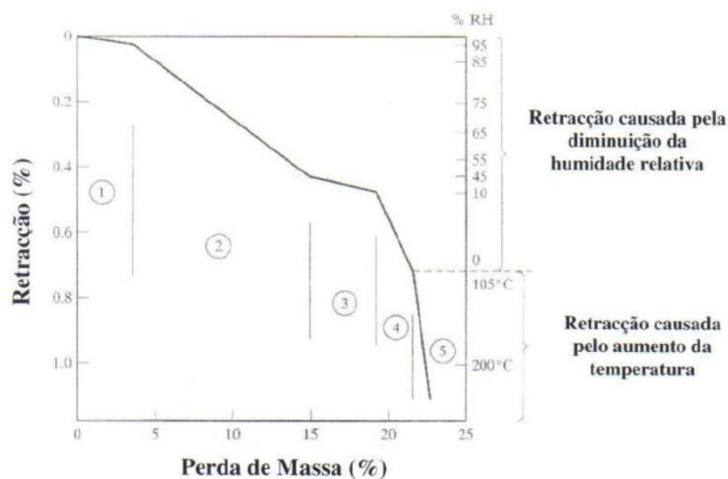


Figura 2.11 - Relação entre a perda de água e a retração para diferentes humidades relativas e temperatura [33]

No domínio 1 da Figura 2.11 observa-se a perda de água inicial dos maiores poros capilares, o domínio 2 representa a remoção de água dos poros mais pequenos e os domínios 3 e 4 representam a remoção das camadas adsorvidas. O mecanismo da tensão superficial nos poros capilares está ativo em 1, 2 e possivelmente em 3, a energia superficial livre é o mecanismo dominante em 4 e, finalmente, o

domínio 5 representa a decomposição dos silicatos de cálcio hidratados (C-S-H) a temperaturas elevadas.

A retração de secagem não depende somente do ambiente exterior, mas de todos os constituintes do betão, da relação água/cimento, da relação entre os volumes de agregado e da pasta de cimento, assim como das dimensões da peça.

É ilustrada na Figura 2.12 a evolução das duas últimas e mais importantes parcelas de retração (endógena e secagem) ao longo do tempo para um caso tipo de um betão de baixa resistência, verificando-se uma parcela muito significativa da retração de secagem face à endógena.

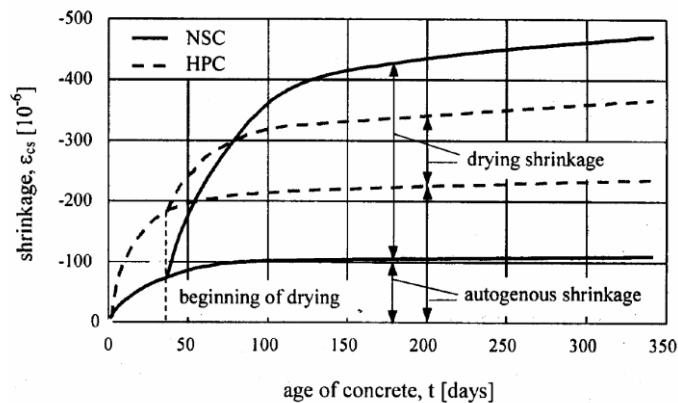


Figura 2.12 – Evolução no tempo, para betões de alto (HPC) e normal (NSC) desempenho, das retrações autógenas e de secagem [19]

A retração de secagem produz-se segundo um processo muito mais lento, como analisado anteriormente, dando-se ao longo de anos, mas tomando valores importantes entre os 400 a 800 dias. Este aspeto desvaloriza a hipótese, por vezes defendida para o faseamento construtivo de estruturas, em que a construção de troços independentes de pequena dimensão em planta com estabelecimento de ligação após 30 a 45 dias, é uma forma de eliminar os efeitos da retração ou grande parte deles. Neste período, poder-se-á ter, no máximo, um valor de retração de cerca de 30% do valor final. Sendo assim, em estruturas sensíveis aos efeitos de deformação impostas, como o muro objecto de estudo no Capítulo 4, haverá sempre necessidade de avaliar a necessidade de controlar a eventual fendilhação, não só nas primeiras horas de vida do betão, mas as que possam surgir posteriormente.

2.3.4 FLUÊNCIA

A fluência do betão é definida como o aumento gradual, no tempo, da sua deformação relativa, sob uma tensão aplicada. Quando a tensão se mantém constante no tempo chama-se fluência intrínseca. Do ponto de vista da ciência dos materiais, a fluência pode ser considerada como a soma de duas componentes:

- A **fluência básica**, que é a fluência que se produz sem troca de humidade entre o elemento da estrutura e o ar ambiente.
- A **fluência de secagem** ou de dissecação, que pode ser definida como a fluência adicional, que se produz logo que o betão, sob carregamento, é submetido às condições de secagem.

Na prática estas fluências ocorrem simultaneamente e sobrepõem-se.

A fluência do betão e a velocidade do seu desenvolvimento no tempo são influenciadas por diversos parâmetros ligados à composição do betão, às condições ambientes e às condições de carregamento.

Estes parâmetros são:

- A idade do betão no momento do carregamento t_0
- O período do carregamento $[t, t_0]$
- A relação água/cimento e , indiretamente, a correspondente resistência do betão
- A velocidade de endurecimento do betão
- A temperatura e humidade relativa
- O tipo de cimento utilizado
- As dimensões do elemento
- O nível das solicitações aplicadas se $\sigma_c > f_{ck}/2$

A fluência depende da idade do betão no instante do carregamento, mais precisamente do grau de hidratação do cimento no momento de aplicação de tensão, também diminuindo com a idade do betão no início do carregamento. O carregamento de betões muito jovens produz um incremento significativo da fluência. No entanto, a tendência a fluir, mesmo de um betão com maior idade, não deixa de se verificar. Também se verifica que a parte elástica instantânea da deformação global diminui à medida que a idade do primeiro carregamento aumenta, devendo-se isto ao facto de o módulo de elasticidade do betão aumentar com a idade e , por isso, a extensão, correspondente à mesma tensão, diminuir. A fluência é também função de fatores que afetam a secagem do material, como por exemplo, a humidade relativa e a temperatura do ambiente. Aumenta com o abaixamento da humidade relativa e com a diminuição das dimensões do elemento. O incremento da temperatura aumenta igualmente a fluência, verificando-se um aumento de cerca de 25% para um aumento de temperatura de 20° para 40° C. O nível da tensão aplicada também tem um peso significativo na resposta de fluência. Desde que a tensão para a ação quase permanente seja limitada a $0,45f_{ck}$, a fluência é aproximadamente proporcional à tensão aplicada e é definida como fluência linear. Para níveis de tensão elevados, a fluência aumenta a uma velocidade mais rápida e torna-se não-linear em relação à tensão. Pensa-se que este comportamento não-linear a níveis de tensão elevados está ligado a um aumento da microfissuração. Por último, compreende-se que os aspectos relacionados com a composição e geometria do material tenham uma influência directa na fluência, sendo que estes parâmetros são normalmente contabilizados nas normas que descrevem este fenómeno.

Como verificado neste trabalho, a não inclusão da fluência nos estudos de deformações a ações impostas leva a valores muito elevados de fissuração, revelando-se essencial modelar este fenómeno. Foi então adoptada a lei de fluência preconizada pelo MC90 (que se revela praticamente idêntica à forma de estimar a fluência sugerida pelo EN 1992-1-1 [1]), sendo esta uma das potencialidades existentes no software utilizado e que envolve a utilização de cadeias de Kelvin e Maxwell cm envelhecimento. A implementação da ação da fluência nos modelos numéricos revelou-se contudo complicada, devido a restrições de software, como no tempo adicional às análises numéricas. Estas restrições voltarão a ser mencionadas e explicadas nos capítulos seguintes.

2.4 DEFORMAÇÕES IMPOSTAS EXTERIORES E INTERIORES

No presente trabalho são analisados dois casos distintos de deformações impostas. No primeiro caso, no Capítulo 4 de estudo da aplicabilidade da abordagem numérica utilizada, será analisado um tirante sujeito a um deslocamento imposto numa das suas extremidades. Tal ação denomina-se de deformação imposta exterior, visto ser aplicada a toda a secção do tirante, aço e betão incluídos. No seguimento dessa análise, será estudado um tirante submetido a retração, estando neste caso sujeito a uma deformação imposta interior, de modo a verificar a captação do comportamento esperado pela análise numérica. Esta deformação atua somente no betão, funcionando os varões de aço como um elemento de restrição do fenómeno em causa. Para cada uma destas ações, a respetiva resposta estrutural do tirante altera-se significativamente como ilustrada na Figura 2.13.

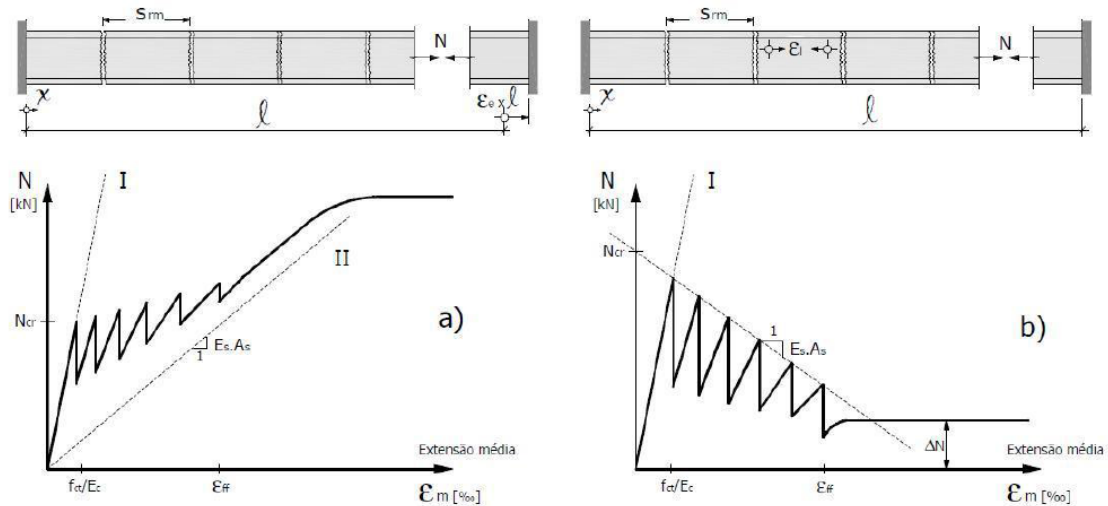


Figura 2.13 – Comparação da resposta de um tirante a deformações impostas externas (a) e internas (b) [32]

A partir da resposta elástica, numa situação de deformação imposta exterior cada nova fenda forma-se para um valor de esforço axial próximo de N_{cr} , até se atingir um estado de fendilhação estabilizada onde a rigidez do tirante depende exclusivamente da armadura. No caso da retração do betão, o esforço axial resultante para formar cada nova fenda tem tendência a ser inferior a N_{cr} e menor do que o valor da anterior fenda. Tal facto é justificado pelo efeito restritivo da ação da armadura relativamente ao livre encurtamento do betão, gerando tensões auto-equilibradas na secção em estado não fendilhado, com tração no betão e compressão no aço, conforme se pode observar na Figura 2.14. Estas tensões no betão, que aumentam à medida que se processa o fenómeno da retração, são tais que diminuem a reserva para que se atinja de novo a tensão de resistência do betão e, conseqüentemente, o valor de esforço axial na abertura de cada nova fenda.

Este aspecto chama a atenção para o facto do fenómeno da retração introduzir, em estruturas hiperestáticas, duas características diferenciadas da resposta. Em primeiro lugar, o facto de a armadura impedir o livre encurtamento do betão, gera tensões auto-equilibradas na secção, e em segundo lugar, a restrição estrutural através do encastramento nas extremidades provoca um esforço global hiperestático. Refira-se, que é precisamente o estado de tensões auto-equilibradas que distingue a resposta à acção da retração da de uma deformação imposta exterior.

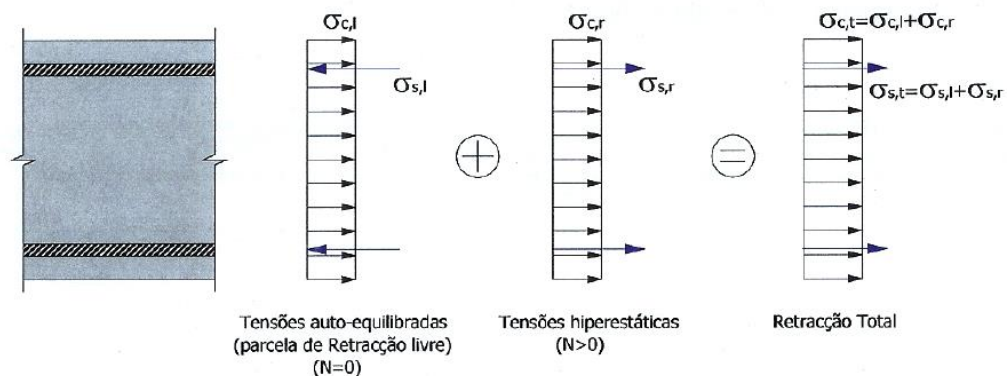


Figura 2.14 – Equilíbrio de tensões numa secção sujeita a uma deformação imposta interior [8]

O incremento das tensões auto-equilibradas, com o aumento de extensão, verifica-se de forma linear, segundo uma relação proporcional à rigidez da armadura ($E_s A_s$), como está representado na Figura 2.13 b), resultando no aparecimento de fendilhação para valores mais baixos de esforço axial, podendo assemelhar-se o fenómeno a um enfraquecimento progressivo do betão à tracção.

É de salientar que apesar do nível de tensões no aço ser inferior neste caso da deformação imposta por retração do betão, as aberturas de fendas têm valores da mesma ordem de grandeza do que no caso de uma deformação imposta exterior. Isto acontece pois o encurtamento simples do betão em relação à armadura na zona entre fendas também contribui para o aumento da abertura de fendas.

3

ABORDAGENS REGULAMENTARES PARA O CÁLCULO DE ABERTURA DE FENDAS

Apresenta-se neste capítulo uma análise das diferentes possibilidades de abordagens analíticas que os códigos regulamentares apresentam actualmente, fazendo referência aos códigos EC2 parte 1-1 [1] e ao EC2 parte 1-3 [2] e ao contributo do documento CIRIA C660 [3], estudando a influência que conceitos como o grau de restrição de uma estrutura têm na formulação dos regulamentos para prevenção e quantificação do efeito de fissuração do betão armado.

3.1 GRAU DE RESTRIÇÃO DAS ESTRUTURAS

A restrição a que uma estrutura se encontra sujeita desempenha um papel muito importante quando se pretende estudar o seu comportamento em função de uma deformação imposta, estando a estrutura sujeita a diferentes níveis de tensões consoante o seu grau de restrição ao livre movimento. A quantificação deste efeito revela-se então de grande importância para garantir um bom controlo de fissuração durante o tempo de vida útil de uma estrutura, evitando custos acrescidos de reparações no futuro. Em primeiro lugar identificam-se dois tipos de restrições estruturais que importam serem discutidos: (i) restrições internas devido à composição do material de construção “betão armado”; (ii) restrição externa devido às condições de apoio exterior das estruturas.

3.1.1 RESTRIÇÃO INTERNA

A restrição interna surge numa estrutura de betão armado devido à grande heterogeneidade que este material apresenta. Quanto maior a espessura de dado elemento maior este efeito se denota, havendo uma grande diferença de comportamento térmico entre a superfície do elemento e o seu núcleo, diminuindo este efeito com o tempo e diminuindo também as consequentes aberturas de fendas.

Modelado nos exemplos numéricos desta dissertação, está a contribuição do efeito das armaduras à variação volumétrica do betão imposta pela acção de retração, pela consideração de uma lei explícita de tensão de aderência aço-betão. Como apenas o betão está sujeito a esta acção, naturalmente a armadura oferece resistência de movimento de modo a compatibilizar as diferentes extensões a que os materiais estão sujeitos. Este comportamento foi descrito no sub-capítulo 2.4. Dentro do tema da retração, a consideração do efeito diferencial da retração de secagem também é importante para compreender o fenómeno de restrição interna. Consequência do efeito de maior ou menor espessura de um elemento, o betão do núcleo do elemento terá tempos de secagem superiores em relação ao betão perto da superfície, originando deformações transversais de diferentes grandezas. De difícil execução a nível numérico, as restrições internas originárias de fenómenos como hidratação de cimento e retração

de secagem em peças de espessura considerável foram desprezadas, considerando-se apenas o efeito de aderência aço/betão para este estudo.

3.1.2 RESTRIÇÃO EXTERNA

Pode-se definir dois tipos gerais de restrição externa, onde a combinação de ambos gera as situações mais correntes que se pode encontrar nas estruturas reais. Definidos na Figura 3.1 como: a) “end restraint”, com restrição em ambas as extremidades; b) “edge restraint”, com restrição numa das faces (muros como exemplos clássicos); o tipo de ligações com o exterior determinará o comportamento da estrutura, a reação desta às tensões e deformações atuantes e consequentemente a sua resultante fissuração. Informação detalhada dos casos apresentados encontra-se no documento da CIRIA C660 [3].

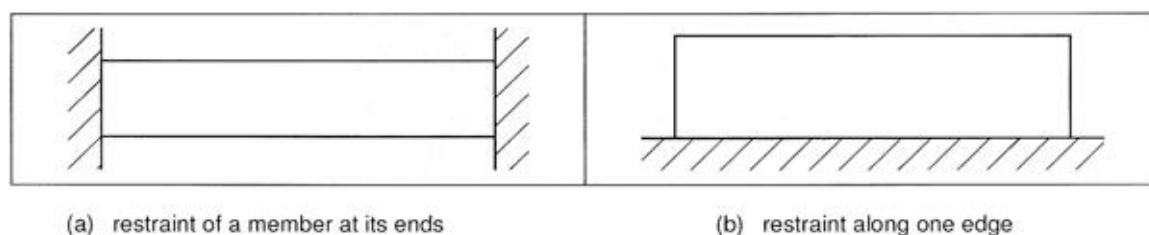


Figura 3.1 Exemplos de estruturas do tipo: a) “end restraint” e b) “edge restraint” [2]

3.1.2.1 Casos de restrição “ end restraint”

Previsto nos códigos EC2 parte 1-1 [1] e EC2 parte 1-3 [2], o caso de “end restraint” corresponde à formulação de análise de um tirante, usado, erroneamente como tem vindo a ser provado, em análises de controlo de fendilhação de estruturas com diferentes conexões exteriores. Será estudado um exemplo simples de uma estrutura deste tipo no Capítulo 4, dando mais ênfase às estruturas denominadas de “ edge restraint”.

3.1.2.2 Casos de restrição “ edge restraint”

O caso da Figura 3.1 b), “edge restraint”, acentua a sua formulação na noção de desfasamento de evolução volumétrica entre apoio estrutural e estrutura, devido a diferentes fases de construção. Esta diferença temporal irá atribuir diferentes propriedades mecânicas, no caso de muros, à sapata, já com as suas propriedades mecânicas praticamente definidas, e à parede, contando agora com um impedimento à sua livre deformação. Tal irá originar um padrão de fendilhação, influenciado pela maior ou menor rigidez da sapata do muro, evidenciado na Figura 3.2.

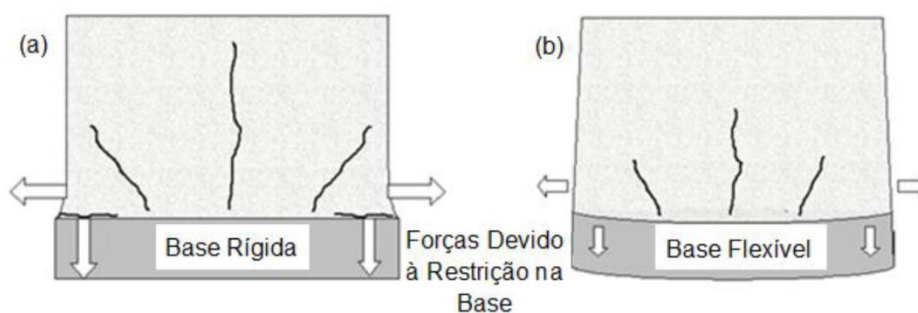


Figura 3.2 Padrão de fendilhação para a) sapatas rígidas e b) sapatas flexíveis [3]

Sendo de extrema importância conhecer o grau de restrição de uma estrutura, para assim evitar problemas de fendilhação e uso excessivo ou insuficiente de armadura, analisam-se de seguida as recomendações para o cálculo do grau de restrição pelo CIRIA C660 [3].

3.1.3 AVALIAÇÃO DO GRAU DE RESTRIÇÃO

Pelos motivos enunciados anteriormente, cabe ao projetista fazer uma avaliação cuidada do grau de restrição de cada estrutura com vista à aplicação dos códigos regulamentares. Vários códigos fazem conta do grau de restrição, podendo facilmente serem consultados em CIRIA C660 [3] tabela 4.10, que faz um apanhado das previsões de diferentes regulamentos para o grau de restrição, prevendo a sua influência para diferentes casos estruturais. É evidente através da consulta dessa tabela, como também através da Figura 3.3 a influência da zona de estudo de um muro, bem como a sua relação B/H, na consideração do grau de impedimento à deformação. Verifica-se que quanto mais a zona de estudo se afasta de uma extremidade maior será a influência do grau de restrição, assim como quanto maior for o valor da relação l/b mais um muro se aproxima do comportamento à tração pura de um tirante.

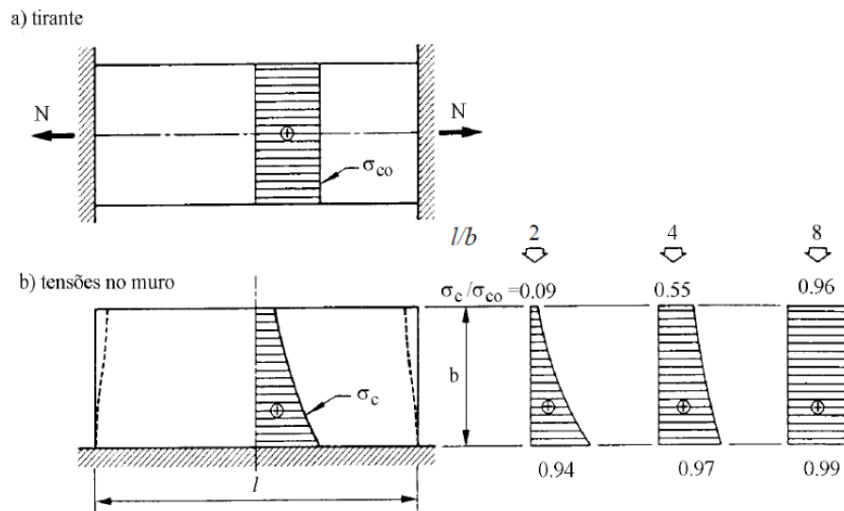


Figura 3.3 Comparação entre a evolução de tensões em altura, em função de l/b , de um tirante (a) e de um muro (b) [30]

O documento CIRIA C660 [3] propõe a seguinte formulação com vista ao cálculo do grau de restrição, tendo em conta a influência direta que a rigidez da fundação de um muro tem no impedimento da livre deformação e consequentemente no padrão de fendilhação deste. A fórmula é a seguinte:

$$R_j = \frac{1}{1 + \frac{A_n E_n}{A_0 E_0}} \quad (3.1)$$

tendo-se:

- A_0 Área da secção transversal da sapata
- A_n Área da secção transversal do muro
- E_n Módulo de elasticidade do betão do muro

- E_0 Módulo de elasticidade do betão da sapata

Sendo uma fórmula à partida de fácil aplicação, não oferecendo dificuldades no cálculo das áreas pretendidas, toma uma componente mais complexa no cálculo dos módulos de elasticidade. De facto, à medida que uma estrutura envelhece, estes parâmetros também evoluem com a estrutura, conferindo ao grau de restrição um carácter evolutivo também. O CIRIA C660 [3] oferece informação detalhada e recomendações acerca da evolução da fórmula apresentada para o cálculo do grau de restrição.

Uma outra abordagem utilizada para a avaliação do grau de restrição passa pela aplicação de gráficos resultantes de vários estudos paramétricos, que combinam a altura relativa de um muro com a sua relação B/H para apresentar uma estimativa do grau de restrição. Apresentado na Figura 3.4 está a proposta inicial do regulamento americano ACI [15], tendo sido ajustada por Emborg, Figura 3.5, resultando numa clara alteração do grau de restrição para estruturas com rácios B/H elevados.

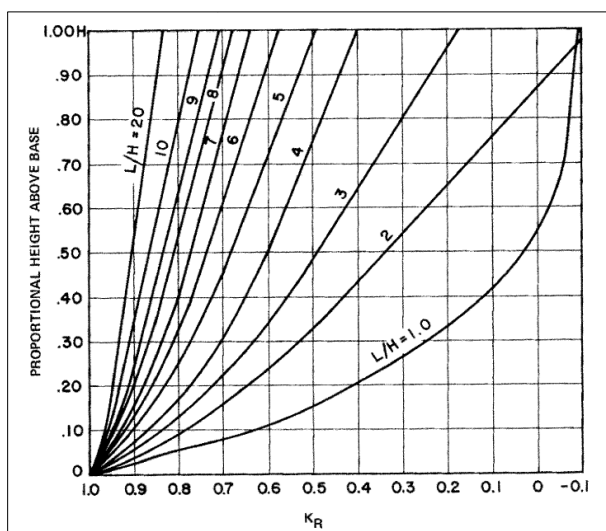


Figura 3.4

Gráfico do ACI para cálculo do grau de restrição [15]

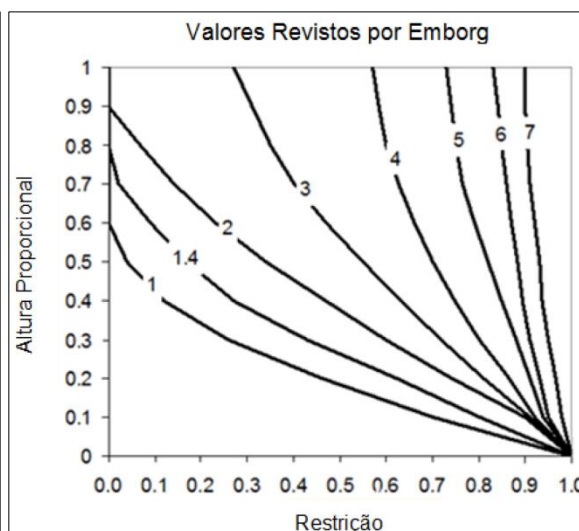


Figura 3.5

Gráfico de Emborg para cálculo do grau de restrição[3]

3.3 ABORDAGEM DO EC2 PARTE 1-1 [1]

3.3.1 CÁLCULO DA ARMADURA MÍNIMA

É preciso ter uma quantidade mínima de armadura de modo que se possa verificar o processo de formação de fendas. Caso contrário só se forma uma fenda e a totalidade da deformação imposta concentra-se aí, dando origem a um comportamento estrutural em serviço inaceitável. A partir do momento que se forma a primeira fenda, é necessário haver condições para que, por efeito da aderência aço/betão, se dê a transferência de tensões do aço para o betão para que se atinja de novo a tensão resistente de tracção do betão, f_{ctm} , formando-se assim outras fendas. Considerando o tirante de betão armado, solicitado por uma deformação imposta axial, verifica-se que o critério de não plastificação da armadura, enunciado anteriormente ($\sigma_s \leq f_{yk}$) assegura esse mínimo de armadura.

Assim, obtém-se através do critério de não plastificação a seguinte relação:

$$N_{cr} \leq N_{yk} \Leftrightarrow A_c \times f_{ct} \leq A_s \times f_{yk} \Rightarrow A_{s,min} = A_c \times \frac{f_{ct}}{f_{yk}} \quad (3.2)$$

O EC2 parte 1-1 [1] apresenta a seguinte fórmula para o cálculo desta armadura, que segue o princípio atrás mencionado:

$$A_{s,min} = K_c \times K \times A_{ct} \times \frac{f_{ct,eff}}{\sigma_s} \quad (3.3)$$

onde:

- A_{ct} é a área do betão traccionado;
- σ_s é o valor da tensão máxima admissível na armadura imediatamente após a formação da fenda. Poderá tomar no máximo o valor da tensão de cedência, f_{yk} . No entanto, poderá ser considerado um valor mais baixo para satisfazer a limitação da abertura máxima de fendas segundo a secção 7.3.2 (2) [1];
- $f_{ct,eff}$ é o valor médio da tensão de resistência à tracção do betão, à data que se prevê que se possam formar as primeiras fendas (pode-se considerar menor que f_{ctm} , se se prever uma fendilhação antes dos 28 dias);
- K é um coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes auto-equilibradas, de que resulta uma redução no nível dos esforços de coacção que provocam o início da fendilhação;

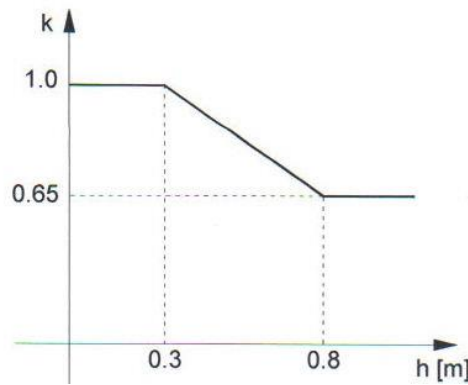


Figura 3.6 – Variação de k em função da espessura h [1]

- K_c é o coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção, imediatamente antes da fendilhação e da variação do braço do binário:
Para tracção simples $K_c=1.0$
Para flexão ou flexão composta K_c varia consoante as secções.
Para o caso das secções rectangulares no caso de flexão simples vale 0.4 e para a flexão composta tem-se:

$$K_c = 0.4 \times \left(1 - \frac{\sigma_c}{K_1 \left(\frac{h}{h^*} \right) f_{ct,eff}} \right) \leq 1 \quad (3.4)$$

onde:

- σ_c é a tensão média do betão existente na parte da secção considerada, tal que:

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{b * h} \quad (3.5)$$

N_{Ed} é o esforço normal no estado limite de utilização actuando na parte da secção considerada (positivo para um esforço de compressão). N_{Ed} deve ser determinado considerando os valores característicos do pré-esforço e dos esforços normais para a combinação de acções apropriada.

- h^* $h^* = h$ para h menor que 1m
 $h^* = 1$ para h maior que 1m
- K_1 coeficiente que considera os efeitos dos esforços normais na distribuição de tensões:

$K_1 = 1.5$, se N_{Ed} for um esforço de compressão;

$K_1 = \frac{2h^*}{3h}$ se N_{Ed} for um esforço de compressão;

3.3.2 CÁLCULO DA ABERTURA DE FENDAS

No que concerne ao cálculo da abertura de fendas será importante mencionar que, em geral, só é possível determinar uma previsão da abertura de fendas e não o seu cálculo “exato”, já que esta abertura é uma característica do comportamento do betão estrutural que tem uma grande variabilidade. Para além dos aspectos referidos é conhecida a própria variação da abertura de fendas ao longo do seu desenvolvimento, ou como em alguns casos, a sua ramificação em fendas mais pequenas. Assim, o EC2 parte 1-1 [1] e o EC2 parte 1-3 [2] apresentam uma metodologia que se baseia num cálculo de abertura característica. Baseado numa formulação estatística, 95% dos casos analisados terão uma abertura de fendas inferior ao estimado, tendo em conta a variabilidade do betão já mencionada. A fórmula proposta por cada parte do código, diferenciando-se apenas na metodologia de cálculo da diferença de extensões entre betão e aço, é a seguinte:

$$w_k = S_{r,max} \times (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (3.6)$$

onde:

- w_k representa a abertura de fenda característica
- $S_{r,max}$ representa a distancia máxima (característica) entre fendas
- ϵ_{sm} representa a extensão média da armadura
- ϵ_{cm} representa a extensão média no betão entre fendas

Apresentam-se em seguida os conceitos e fórmulas preconizados pelo EC2 parte 1-1 [1] para o cálculo de abertura de fendas.

3.2.2.1 Espaçamento entre fendas

O espaçamento entre fendas $S_{r,max}$ presente na equação 3.6 é determinado através da consideração do processo de transferência de tensões do aço para o betão aquando da formação de uma fenda. Tal fenómeno foi apresentado teoricamente no Capítulo 2. O processo de formação de fendas e a sua distância é retratado na Figura 3.7, onde após a formação de uma fenda, a tensão de aderência entre o

aço e o betão faz a transferência de tensões entre materiais num dado comprimento l_0 , distância em que o nível de tensões no betão atinge outra vez o valor limite de f_{ctm} , originando nova fenda.

O comprimento genérico l_0 mínimo poderá ser facilmente estimado tendo em conta a Figura 3.7 e a relação analítica entre tensões e l_0 que se pode retirar:

$$N_r = A_{c,eff} \times f_{ct} = \int_0^{l_0} \tau_b \times \pi \times \phi \times dx = \tau_{bm} \times \pi \times \phi \times l_0 \quad (3.7)$$

onde τ_{bm} representa o valor médio da tensão de aderência no comprimento l_0 . Resolvendo esta equação em ordem a l_0 obtém-se

$$l_0 = \frac{A_{c,eff}}{\frac{\pi \times \phi^2}{4}} \times \frac{f_{ct}}{\tau_{bm}} \times \frac{\phi}{4} = \frac{1}{4} \times k \times \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} = S_{min} \quad (3.8)$$

onde:

- $\rho_{p,eff}$ é a percentagem de armadura na área efectiva
- $k = \frac{f_{ct}}{\tau_{bm}}$ é o coeficiente que representa as características de aderência

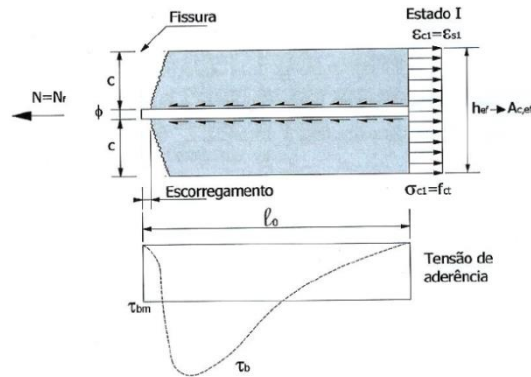


Figura 3.7 – Transmissão de tensões de aderência ao longo do comprimento l_0 [31]

Constata-se com a expressão (3.8) que utilizando diâmetros menores de armadura ou aumentando a sua quantidade, a distância entre fendas tenderá a ser menor.

A área efectiva $A_{c,eff}$ encontra-se bem caracterizada no EC2 parte 1-1 [1], dependendo da área do betão que é efetivamente afectada pelos processos de aderência entre materiais aquando de diferenças de extensão.

Com isto, apresenta-se a expressão preconizada no EC2 parte 1-1 [1], sendo equivalente à expressão do espaçamento mínimo (expressão 3.8) multiplicada por 1,7, coeficiente de majoração de origem estatística com o qual se garante valores de espaçamento de fendas menores que $S_{r,max}$ em 95% dos

casos, e na qual “2c” é um termo corrector que leva em conta o facto da abertura de fendas na face do betão ter tendência a ser maior do que ao nível da armadura (ver Figura 3.7).

$$S_{r,max} = 1.7 \times \left(2c + 0.25k_1k_2 \times \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \right) = 3.4c + 0.425k_1k_2 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \quad (3.9)$$

k_1 e k_2 surgem no EC2 parte 1-1 [1] como coeficientes que contabilizam a aderência dos varões e a distribuição de extensões numa dada secção respetivamente. O documento CIRIA C660 [3] sugere a alteração do coeficiente k_1 de 0.8 para 1.14 de modo a replicar com mais precisão as condições reais em obra, algo que Leitão [9], ao fazer um estudo comparativo entre resultados observados *in situ* e previsões regulamentares comprovou efetivamente.

3.2.2.2 Cálculo da diferença de extensões entre o aço e o betão

A parcela de cálculo ($\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$) para se obter w_k surge no EC2 parte 1-1 [1] com a seguinte formulação

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \times \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \times (1 + \alpha_e \times \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \times \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (3.10)$$

onde α_e surge como o coeficiente de homogeneização entre aço e betão.

Com esta expressão tem-se que a contribuição do betão entre fendas, para efeitos de diminuição da abertura de fendas, é no máximo 40% da extensão na armadura, avaliada em secção fendilhada e aquando da fendilhação.

3.3 ABORDAGEM DO EC2 PARTE 1-3 ANEXO M [2]

O EC2 Parte 1-3 [2], no seu Anexo M, trata do controlo de abertura de fendas de elementos em consequência dos efeitos de acções impostas que irão provocar a variação volumétrica já discutida anteriormente, introduzindo aqui o conceito de grau de restrição na previsão do valor de abertura de fendas.

Seguindo a mesma metodologia de cálculo do EC2 Parte 1-1 [1], este anexo apresenta a seguinte alteração para o valor de ($\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$)

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = R_{ax} \varepsilon_{livre} = \varepsilon_r \quad (3.11)$$

onde,

- R_{ax} representa o grau de restrição imposto pelos elementos de apoio de um muro, sendo avaliado como exposto na Figura 3.8
- ε_{livre} é a extensão do betão caso o muro tivesse restrição nula.

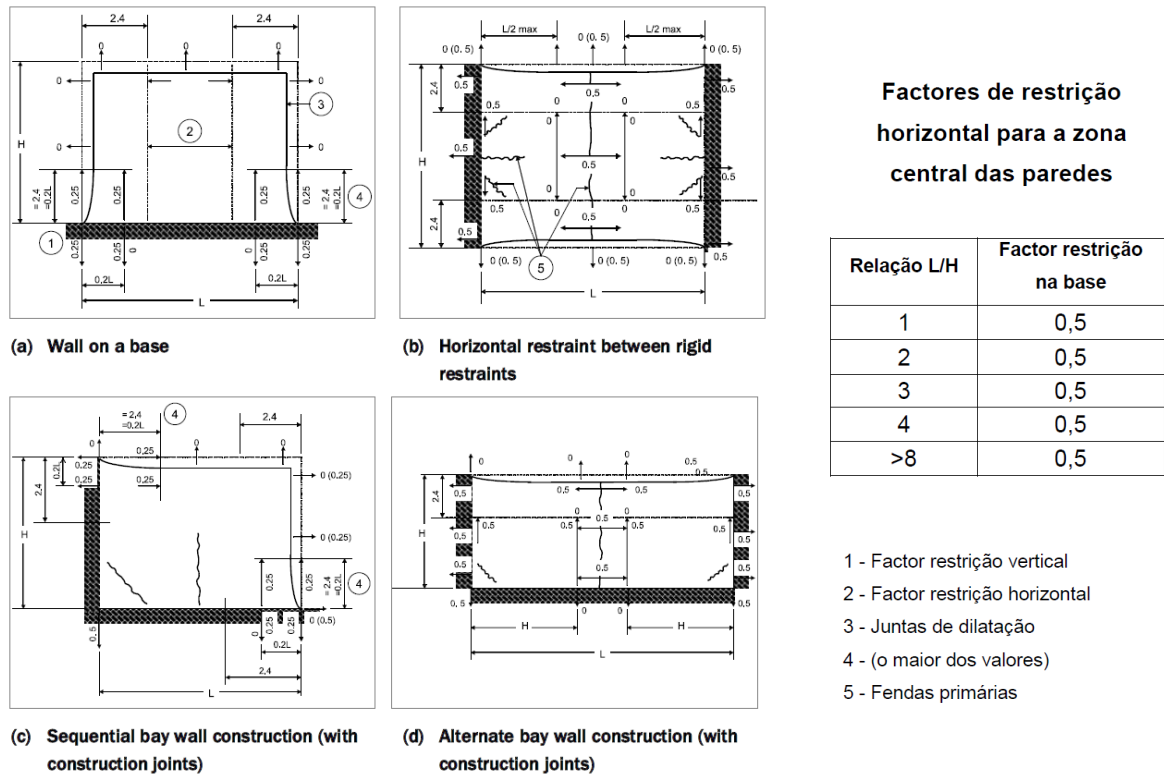


Figura 3.8 – Grau de restrição para as situações mais correntes e valores do grau de restrição preconizados no anexo L do EC2 parte 3 [2,3]

Como já referido, a formação de fendas para estes casos apenas influencia a distribuição local de tensões, sendo a sua abertura função da extensão impedida e do grau de restrição que por isso, tem de ser bem estimado. No entanto o EC2 Parte1- 3 Anexo M [2] é vago na definição da extensão livre de um muro, tendo-se então de recorrer às recomendações do CIRIA C660 [3] para definir a extensão restringida ε_r , que se encontra bem fundamentada neste documento. A fórmula para se avaliar esta extensão é:

$$\varepsilon_r = k_1((\alpha_c T_1 + \varepsilon_{ca})R_1 + \alpha_c T_2 R_2 + \varepsilon_{cd} R_3) \quad (3.12)$$

Para o cálculo de ε_r nas primeiras idades do betão, usualmente até 3 dias, assume-se que as variáveis T_2 e ε_{cd} referentes a efeitos de longo prazo são consideradas nulas.

Analisando as variáveis da Equação 3.12,

- k_1 tem em conta o efeito da fluência e é proposto no CIRIA C660 [3] o valor de 0.65. No entanto os valores de R do quadro da Figura 3.8 já consideram o efeito da fluência, pelo que no caso de se adotarem estes valores o valor de k_1 assume-se como 1.
- α_c corresponde ao coeficiente de dilatação térmica do betão, de valor aproximado a 10^{-5} .
- T_1 é a diferença entre a temperatura de pico e a temperatura média do meio ambiente. Este parâmetro tem em conta o arrefecimento do betão após a hidratação do cimento. É portanto uma variável dependente do comportamento do betão nas primeiras idades e depende de

fatores como a classe do cimento usado e a sua dosagem, tipos e espessuras de cofragem, temperatura ambiente e dimensões do elemento. O CIRIA C660 [3] oferece uma tabela referente a um método simplificado do cálculo de ε_r com os valores de T_1 bem definidos, aconselhando o documento em questão à utilização de ensaios experimentais para melhor definição desta variável.

- T_2 é a queda de temperatura a longo termo, tomando valores de 20° no verão e 10° no inverno.
- ε_{ca} é a retração endógena do betão e ε_{cd} a retração de secagem.
- R_1 , R_2 e R_3 correspondem respectivamente às restrições de curto, médio e longo prazo. São usualmente considerados como sendo iguais a 0.5 como definidos na Figura 3.8, recomendando o CIRIA C660 [3] valores entre 0.26 e 0.46.

De modo a ocorrer fendilhação, a seguinte inequação tem de ser respeitada:

$$\varepsilon_r > \varepsilon_{ctu} \quad (3.13)$$

Onde ε_{ctu} corresponde à extensão máxima do betão em tração.

No entanto, o EC2 parte 1-3 [2] não contempla o facto de a secção após fendilhar ficar com uma extensão de tração residual que não contribui para a abertura de fendas. Assim, o CIRIA C660 [3] propõe a seguinte alteração à expressão do EC2 parte 1-3 [2]:

$$\varepsilon_{cr} = \varepsilon_r - 0.5\varepsilon_{ctu} \quad (3.14)$$

Por fim e considerando todas as alterações sugeridas pelo CIRIA C660 [3], a equação para o cálculo da extensão restringida tem-se como:

$$\varepsilon_r = k_1((\alpha_c T_1 + \varepsilon_{ca})R_1 + \alpha_c T_2 R_2 + \varepsilon_{cd} R_3) - 0.5\varepsilon_{ctu} \quad (3.15)$$

Salienta-se que este documento chama a atenção para a questão do controlo de fendilhação nas primeiras idades do betão, numa altura em que os fenómenos de hidratação do cimento e de retração autógena são mais significativos e onde as capacidades resistentes do betão ainda não estão totalmente desenvolvidas. Para isso a Equação 3.15 toma a seguinte forma, desprezando os parâmetros que têm em conta efeitos de longo prazo como a queda de temperatura T_2 e a retração de secagem ε_{cd} , referente a uma idade do betão de aproximadamente 3 dias:

$$\varepsilon_r = k_1((\alpha_c T_1 + \varepsilon_{ca})R_1) - 0.5\varepsilon_{ctu} \quad (3.16)$$

ε_{ctu} toma valores de $0.7 \cdot 10^{-4}$ para idades precoces e 10^{-4} para idades avançadas do betão, para betões da classe de C25/30.

3.4 APLICAÇÃO PRÁTICA DOS MÉTODOS PROPOSTOS PELO EC2 PARTE 1-1 [1] E EC2 PARTE 1-3/CIRIA C660 [2,3]

Neste subcapítulo será feita uma abordagem prática à metodologia proposta pelos documentos EC2 parte 1-1 [1] e EC2 parte 1-3 [2] com as considerações feitas pelo documento CIRIA C660 [3] ao caso prático do muro a ser estudado no Capítulo 4. As aberturas máximas de fendas foram registadas e documentadas *in situ* por Leitão *et al.* [20].

Pretende-se averiguar a real vantagem que este método oferece quando a extensão de deformação livre ε_{livre} é difícil de definir. A previsão será feita para um tempo de 7 anos (2555 dias), altura em que as medições foram realizadas.

Os passos de cálculo para a máxima abertura de fendas de cada regulamento estão expostos no anexo B, conduzindo cada um deles a uma mesma equação, já exposta em (3.6), estando a diferença entre os regulamentos na definição da diferença de extensão entre o aço e o betão.

Para a aplicação das abordagens regulamentares considerou-se um recobrimento de 4 cm, um coeficiente de homogeneização α_e de 6.77, e de varões de aço de diâmetro 16 mm.

Em relação à abordagem do EC2 parte 1-1 [1], considerou-se para a aplicação da fórmula de determinação de distância máxima entre fendas uma relação $\frac{f_t}{\tau_m}$ igual a 0.8, para condições de boa aderência. Seguindo a recomendação do CIRIA C660 [3], para simular as reais condições de aderência existentes em obra, utiliza-se o valor de 1.14 para a metodologia deste documento.

Ainda para a aplicação da abordagem do EC2 parte 1-3/CIRIA C660 [2,3], estão representados no Quadro B.1 do Anexo B os valores recomendados para uma previsão a longo prazo da máxima abertura de fendas, aplicando-se na Equação 3.15, juntamente com as extensões de retração autogénea e de secagem para 7 anos, apresentando-se no Anexo B o gráfico da sua evolução. Para o cálculo das extensões de retração foi considerada uma humidade relativa de 60% e uma espessura equivalente da secção, h_0 , de 773.4 mm.

De forma resumida apresenta-se no Quadro 3.1 os resultados expostos no Anexo B,

Quadro 3.1 – Comparação entre abordagens regulamentares

Valor máximo medido <i>in situ</i> : $w_k = 0.45 \text{ mm}$	
EC2 PARTE 1-1	EC2 PARTE 1-3/CIRIA C660
$S_{r,max} = 1.12 \text{ m}$ $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 7.14E - 4$	$S_{r,max} = 1.54 \text{ m}$ $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \varepsilon_r = 30.65E - 5$
$w_k = 0.8 \text{ mm}$	$w_k = 0.47 \text{ mm}$

Através do Quadro 3.1 é visível que a metodologia do EC2 parte 1-3 [2] juntamente com a informação providenciada pelo CIRIA C660 [3] se aproxima com muito mais rigor, para o caso de estruturas do tipo “edge restraint” do que o método de cálculo do EC2 parte 1-1 [1], revelando-se ser este último um método de previsão de abertura de fendas demasiado conservador para ser aplicado ao tipo de estruturas em análise.

Sendo um método bastante fácil de ser programado numa folha de cálculo, a metodologia do subcapítulo 3.3 revela-se muito útil para uma estimativa rápida e precisa da máxima abertura de fendas expectável num muro, no entanto são feitas recomendações para o uso ponderado dos valores de T_1 apresentados no documento, tendo estes sido obtidos para uma temperatura média do ambiente de 15

°C, valor considerado aceitável para as regiões do norte de Portugal. Tais valores aplicados a estruturas temperaturas ambientes das usuais na Europa levaram a valores diferentes da abertura de fendas, algo que o documento CIRIA C660 [3] ainda não contempla.

Apesar da boa estimativa efetuada é no entanto recomendável um estudo estatístico mais aprofundado sobre a aplicabilidade deste método, com a consideração de mais exemplos de estruturas do tipo “edge restraint”.

4.

ANÁLISES NUMÉRICAS NÃO-LINEARES

4.1 INTRODUÇÃO

Na análise de estruturas de geometria complexa onde a aplicação de metodologias de análise analítica surge com mais dificuldade, a aplicação de uma abordagem numérica recorrendo à aplicação do MEF surge como uma mais-valia para o projetista, em situações onde o controlo do fenómeno da fendilhação é uma prioridade. Essa mais-valia, no entanto, pode ser comprometida caso o utilizador não tenha sensibilidade de interpretação de resultados, e até mesmo, consciência da forma mais correta de modelar determinada estrutura ou fenómeno físico. Para além da experiência do utilizador, existem certas análises que requerem um grau de refinamento de dada estrutura muito elevado. Adicionando a isso uma abordagem não-linear como é o caso do presente trabalho obtêm-se tempos de cálculo computacional bastante significativos.

De facto, com a modelação explícita da aderência entre betão e armaduras, as estruturas analisadas no presente capítulo requerem um grau de discretização de certa forma elevado, de modo a observar-se um padrão de fendilhação expetável, o que aumentou o tempo de cálculo das análises. Ficou claro que o tipo de análises em questão necessita de processadores de cálculo com uma grande capacidade de “hardware” de modo a tornar mais eficiente o estudo em causa.

No presente capítulo analisa-se, de forma mais prática, a aplicação das metodologias de abordagem numérica discutidas no Capítulo 2, nomeadamente o conceito de “tension softening” e a lei de aderência entre betão e armadura. Este tipo de abordagem, aliada a uma análise do tipo 3D, permite uma observação realista de todo o processo de fendilhação, observando-se a evolução de fenómenos chave como a tensão nas armaduras e a extensão dos elementos de betão fissurados.

Para as análises numéricas são considerados os exemplos práticos analisados por Leitão et al. [20] onde foram analisados um tirante, objecto de estudo em laboratório na tese de doutoramento de Jaccoud [4], e um muro de betão armado localizado no norte de Portugal. Tais exemplos encontram-se perfeitamente definidos para serem modelados considerando a abordagem deste trabalho, e fornecem resultados válidos e convenientemente fundamentados, com os quais se pretende comparar e discutir com os dados obtidos no âmbito desta dissertação.

Para todas as análises numéricas foi utilizado o programa de cálculo DIANA, baseado no MEF. De modo a evitar problemas de convergência que se revelaram difíceis de contornar, os modelos foram realizados em 3D considerando elementos finitos de 20 nós, recomendados explicitamente pela documentação do programa para o tipo de análise em questão.

4.2 DESCRIÇÃO DAS ANÁLISES NUMÉRICAS

Procede-se neste subcapítulo à descrição física e numérica dos modelos para o estudo base efetuado neste trabalho. São descritos e justificados todos os parâmetros necessários para a obtenção e posterior validação de resultados com os valores reportados por Jaccoud [4] e Leitão [9].

4.2.1 TIRANTE DE JACCOUD

4.2.1.1 Geometria, condições de apoio e propriedades dos materiais

O tirante analisado para o estudo base desta dissertação corresponde, como já foi dito, ao ensaio B13 ensaiado em laboratório por Jaccoud [4] e simulado numericamente por Leitão [9], encontrando-se convenientemente detalhado nos respectivos trabalhos.

O modelo numérico tem um comprimento de 2.5 m, altura de 0.45 m e espessura de 0.15 m, com 2 cm de recobrimento, sendo feita uma modelação em 3D, onde cada barra de armadura é modelada explicitamente e individualmente, envolvendo uma taxa de 0.70%. As armaduras transversais foram desprezadas por se considerar que não têm uma influência direta nos resultados que se pretendem obter. Para as condições de apoio, foram restringidas as translações das extremidades segundo o eixo longitudinal do tirante, a face superior foi restringida segundo a direção transversal ao eixo do tirante e por fim as translações para fora do plano de solicitação foram bloqueadas restringindo uma das faces de área $2.5\text{m} \times 0.45\text{m}$ do tirante.

Com este tipo de apoios a análise foi possível de se realizar sem problemas de instabilidade, revelando-se impossível modelar o problema da forma mais clássica, restringindo ambas as faces com encastramentos perfeitos, devido a restrições que o software utilizado demonstrou. Como Leitão [9] referiu, as condições de apoio a que um modelo numérico se encontra submetido podem desviar os resultados, a nível de tensões, o que acaba por influenciar e afastar os resultados finais dos pretendidos. Como as verdadeiras condições de apoio idealizadas por Jaccoud [4] para o ensaio B13 são complexas de se implementar no modelo numérico e ultrapassam o âmbito desta dissertação, optou-se por avançar para a análise numérica com as condições de apoio já mencionadas anteriormente. A geometria e restrições de movimento encontram-se representadas na Figura 4.1.

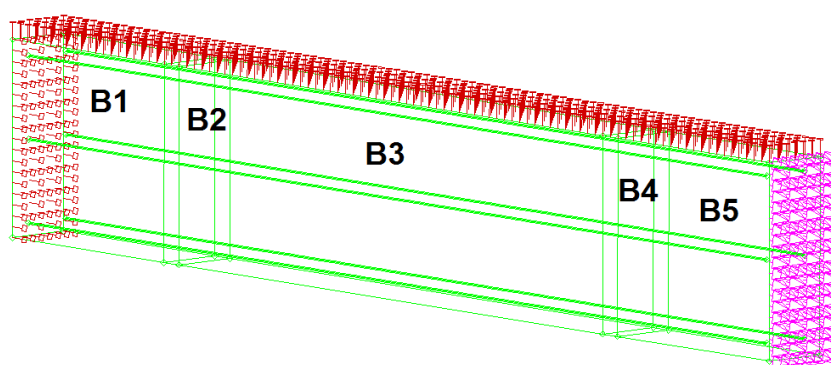


Figura 4.1 – Representação esquemática do tirante de Jaccoud

Quadro 4.1 – Propriedades dos materiais

Secções	Betão				Aço	
	B1/B5	B2	B3	B4	$\Phi(\text{mm})$	
f_{ctm} (MPa)	-	2.4	2.6	2.5		10
G_f (Nm/m ²)	-	80				α_e 200/31
E_c (GPa)	31				ρ	0.7

O tirante é composto por 5 regiões materiais diferentes conforme indicadas na Figura 4.1 e no Quadro 4.1, a serem descritos de seguida: Regiões B1/B5 correspondem à zona de elementos finitos de comportamento elástico, onde nenhuma fenda foi registada no ensaio laboratorial por Jaccoud [4], visto estas extremidades estarem comprimidas pelo sistema de ancoragens do ensaio; corpo B2, caracterizado por ter uma pequena redução de resistência à tração devido à existência de estribos no ensaio, sendo também necessário para evitar problemas numéricos; corpo B3, corresponde ao corpo principal do tirante; corpo B4, introduzido pela mesma razão que o material de B2, com um pequeno aumento de resistência de modo a não se formarem duas fendas em simultâneo.

Todas as zonas de betão do tirante têm um módulo de Young de 31 GPa e um coeficiente de Poisson de 0.2 (valor usualmente considerado para betão). Exceto nas zonas de material elástico, o tirante possui um coeficiente de energia de fratura de 80 Nm/m², já mencionado no subcapítulo 2.1 de uma forma teórica e voltando a ser abordado no subcapítulo 4.2.1.2 de uma forma mais prática nesta análise.

O aço possui as características representadas no Quadro 4.1 seguindo os valores recomendados pelo EC2 parte 1-1 [1] onde a tensão de cedência foi tomada como sendo 500 MPa, um valor que no entanto não é atingido na fase de fendilhação.

4.2.1.2 Malha de elementos finitos, abordagem numérica utilizada e ação imposta

Uma das primeiras vantagens que o método de análise numérica proposto oferece, no que concerne à malha de elementos finitos utilizada, está na utilização de uma modelação explícita da aderência entre aço e betão. Assim, evita-se a consideração feita por Leitão [9] e Freitas [17], ao modelarem o efeito de aderência através de um diagrama de “tension stiffening”, condicionando até um certo ponto a escolha da malha de elementos finitos. Sendo assim, representa-se na Figura 4.2 a malha utilizada para a análise numérica, tendo esta de ser bastante refinada para o processo de fendilhação decorrer de forma controlada, algo que apresenta como desvantagem um maior tempo de processamento numérico.

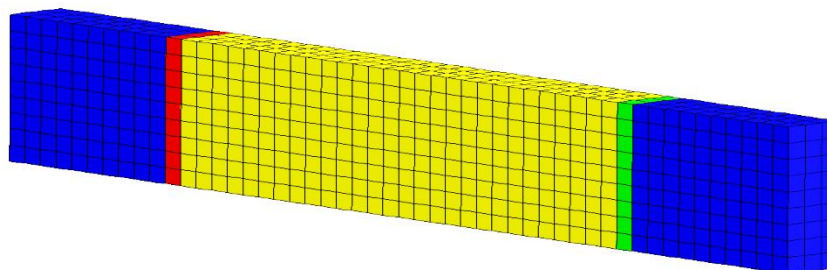


Figura 4.2 – Representação da malha de elementos finitos e zonas de materiais consideradas

Definida a malha de elementos finitos, tome-se em consideração a abordagem numérica utilizada para a análise. Como já referido, foi escolhido um modelo de fendilhação distribuída de fendas do tipo rotacionais. Este modelo permitirá a mudança de direção da fissura à medida que esta se propaga, sendo referido por pesquisadores da área como um dos modelos fornecidos no programa DIANA que maior grau de estabilidade apresenta neste tipo de análises. O seu funcionamento teórico foi descrito no Capítulo 2, tomando-se a sua aplicação prática nas análises numéricas com o modelo de relação linear fornecido pelo programa utilizado e exposto na Figura 4.3 a), sendo a área delimitada pelo diagrama e o eixo das extensões a correspondente à relação Gf/h_b , sendo a energia de fratura Gf definida no Quadro 4.1 e h_b , largura da banda na qual ocorre a fendilhação do betão, de 5cm. Para a abordagem numérica ficar completamente definida, apresenta-se na Figura 4.3 b) a lei de tensão de aderência proposta no Model Code 1990 [16], para boas condições de aderência e betão confinado, tendo sido escolhida pelo facto de apresentar melhores resultados em relação ao padrão de fendas desejado. Os modelos de aderência são acoplados aos elementos finitos que representam a interface desejada e por isso tendem a produzir respostas mais próximas de resultados experimentais, sobretudo em problemas em que o tratamento de aderência perfeita é uma grande simplificação numérica, sendo o que se pretende com esta análise.

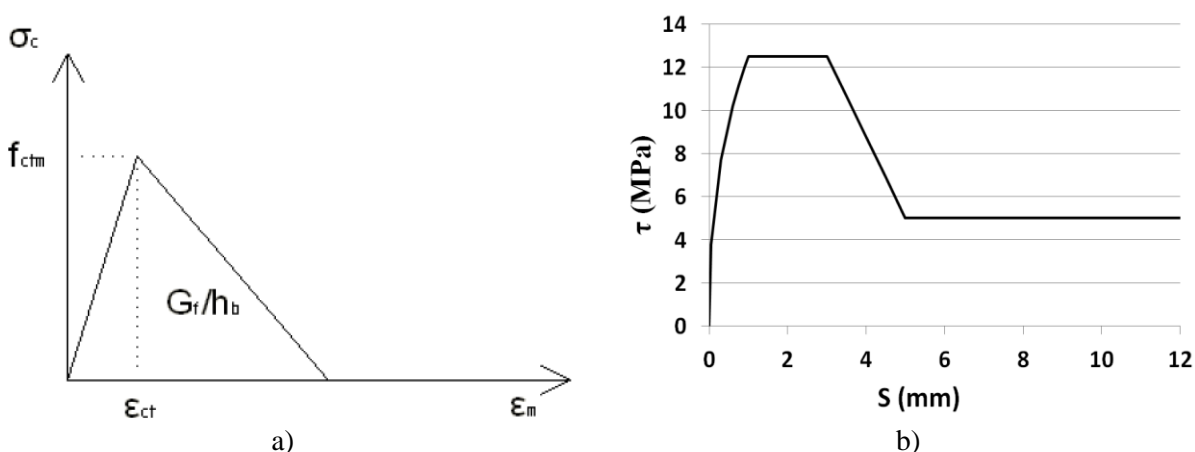


Figura 4.3 – a) Lei de “tension softening” [9]; b) Lei de tensão de aderência

Por fim, a ação imposta é modelada primeiro através de uma deformação incremental aplicada na extremidade direita do tirante, presente na Figura 4.1, e em segunda análise, através da aplicação de uma extensão de retração com 60% de humidade relativa (HR). Como enunciado por Leitão [9], a escolha dos incrementos da deformação imposta é fundamental para que o processo de fendilhação se desenvolva gradualmente, sem o aparecimento de fendas em simultâneo. Aplica-se então um refinamento cuidadoso dos incrementos a efetuar na fase de formação de fendas.

4.2.2 MURO

Após a definição e análise numérica realizada para o tirante, com resultados que serão apresentados e discutidos no subcapítulo 4.3, procedeu-se à modelação do muro de suporte de terras que completa os casos de análise do estudo base. O muro encontra-se bem documentado no artigo por Leitão et al. [20], cabendo a este subcapítulo apresentar as considerações que se fizerem explicitamente neste trabalho.

4.2.2.1 Descrição geral do modelo

O modelo segue uma abordagem de análise em 3D tal como foi feita com o caso do tirante descrito em 4.2.1. Assim foi possível introduzir o efeito da excentricidade que o muro tem em relação ao centro da

sapata e considerar, tendo também em conta o efeito do peso próprio, a pressão vertical que as terras exercem em ambas as faces superiores da sapata (foi considerado um peso volúmico das terras de 20kN/m^3 , sem consideração de nível freático). O impulso de terras foi desprezado por não contribuir efetivamente para o tipo de fendilhação em estudo.

Sendo feita uma simulação em 3D, toda a geometria do muro foi respeitada de acordo com os desenhos fornecidos. No entanto, e com vista a reduzir os tempos de cálculo, também foram aproveitadas as condições de simetria que se poderiam aplicar ao modelo.

A armadura foi modelada explicitamente com elementos de barra, seguindo o plano fornecido pelo documento [20] e representado na Figura 4.4, juntamente com a malha de armadura posteriormente criada. De modo a respeitar condições de simetria, a extremidade direita das armaduras longitudinais foi assumida perfeitamente aderente aos elementos de betão para que não ocorra deslizamento no plano de simetria (elementos com cor violeta na Fig.4.5). Como lei de aderência entre armaduras e betão tomaram-se as mesmas considerações que para o caso do tirante, tendo-se adotado uma malha que fosse refinada o suficiente para captar com alguma precisão o fenómeno de transferência de tensões locais entre armadura e betão.

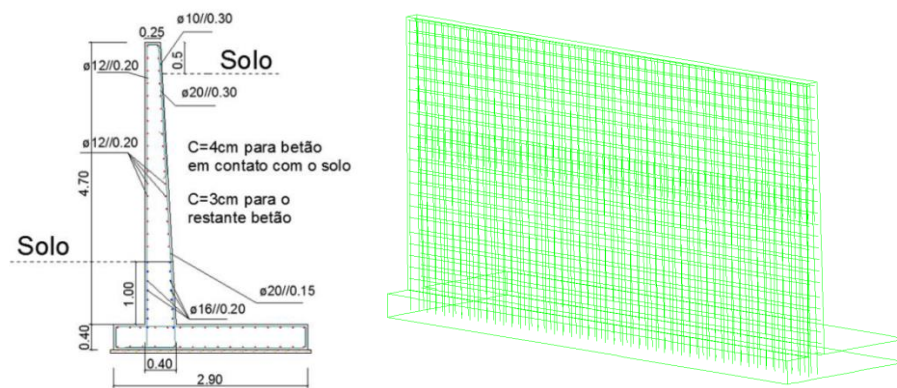


Figura 4.4 – Corte esquemático da secção transversal do muro e respectiva modelação numérica

Os apoios no solo foram simulados seguindo as indicações sugeridas por Leitão [9] para a análise do muro, tendo em conta a elevada compacidade do solo. Foram introduzidos apoios verticais elásticos de rigidez infinita à compressão e uma rigidez nula à tração, e apoios horizontais na extremidade direita.

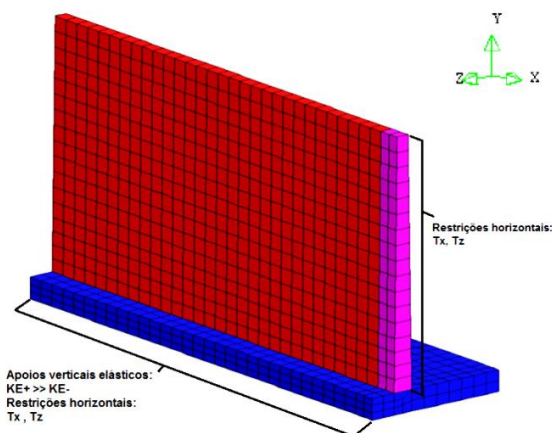


Figura 4.5 – Malha de elementos finitos considerada e apoios introduzidos na análise numérica

Em relação às ações impostas no modelo, para além do peso próprio, foram aplicadas com recurso às potencialidades do software Diana, as ações de retração (Figura 4.6), seguindo a norma do Model Code 1990 [16] e usando cadeias de Kelvin com envelhecimento, estando a informação de aplicação destes modelos convenientemente detalhada na documentação do software mencionado.

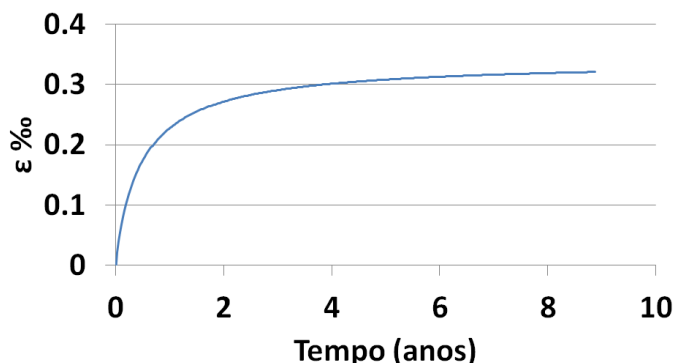


Figura 4.6 – Evolução da extensão de retração do muro em análise

4.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS

Neste capítulo são discutidos os resultados observados após as referidas análises numéricas, é feita a sua validação e são ressaltados os principais aspectos que diferenciam os resultados obtidos dos observados.

4.3.1 TIRANTE DE JACCOUD

4.3.1.1 Tirante submetido a deslocamento imposto na extremidade

De modo a proceder ao estudo de estruturas complexas nas quais o controlo da fendilhação assume grande importância, a abordagem de análise assumida na presente dissertação passa primeiro pela sua implementação num elemento estrutural de mais simples execução. Desta forma, aplicando a teoria exposta anteriormente com os dados do tirante referido no subcapítulo 4.2.1.1 apresenta-se em primeiro lugar a evolução do padrão de fendilhação em função do deslocamento na extremidade.

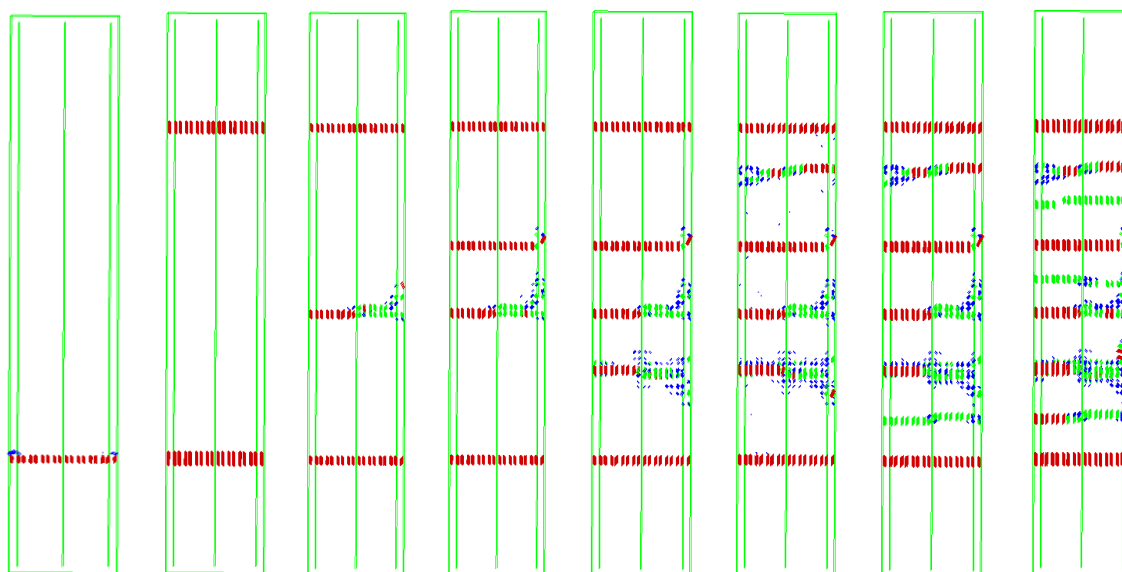


Figura 4.7 – Evolução da fendilhação sobre acção da deformação imposta

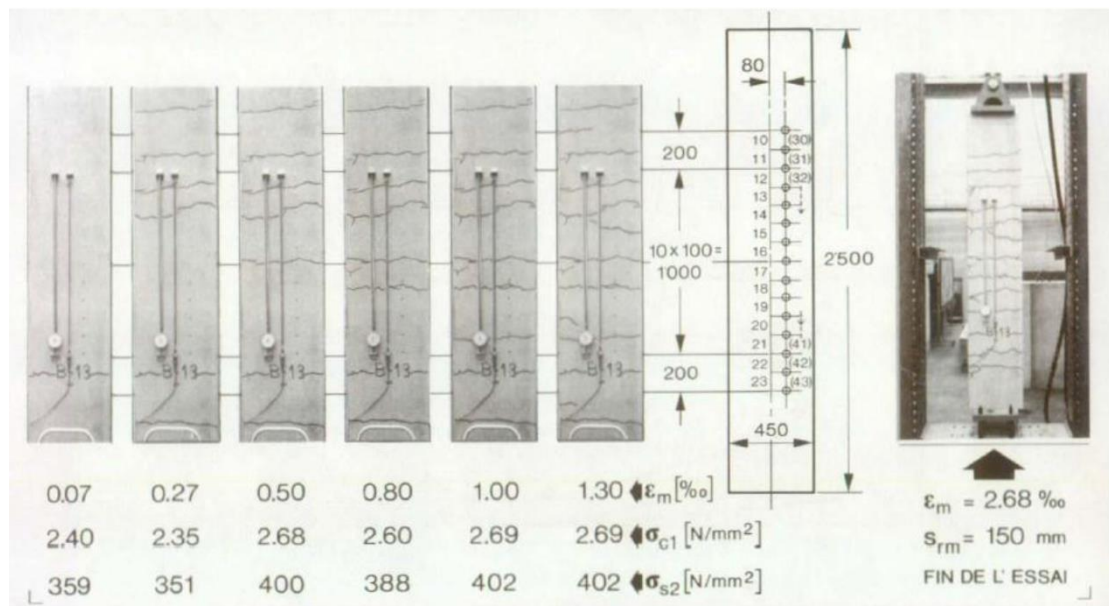


Figura 4.8 – Evolução do ensaio de deslocamento imposto realizado por Jaccoud [4]

Observa-se na Figura 4.7 uma propagação de fendilhação controlada, com um incremento de deformação imposta suficientemente refinado para se obter a formação individual de fendas quando se atinge o N_{cr} , não se obtendo problemas de divergência numérica no processo. De notar a exceção do último caso de fendilhação, onde se verifica a abertura de duas fendas em simultâneo. Numa observação preliminar, e tendo em conta os resultados experimentais de Jaccoud [4], expostos na Figura 4.8, observa-se desde já que o número de fendas obtido na simulação numérica fica aquém do obtido em laboratório, verificando-se um espaçamento médio entre fendas de 20 cm, superior aos 15 cm do ensaio em questão. A omissão destas fendas terá impacto no valor de abertura de fendas a serem obtidos. Para uma extensão média igual, onde se obtém um número de fendas inferior ao previsto, o valor absoluto de w_k terá de ser superior ao obtido em laboratório, como se veio a verificar. A razão é simples de se perceber. Ao existirem menos fendas, zonas de processamento de fratura fazendo o paralelismo com o método numérico associado, o deslocamento total terá menos zonas por onde se repartir, logo o desenvolvimento de abertura de fendas será mais localizado e mais gravoso para as fendas obtidas.

Nas Figuras 4.9, 4.10 e 4.11 apresenta-se respetivamente o início, meio e fim da fase de fendilhação do tirante. Com estas Figuras, esquemáticas da totalidade da análise, representa-se a possibilidade dada pela abordagem utilizada de se obter directamente o valor da abertura de fendas, as tensões nas armaduras e na sua vizinhança, assim como observar a sua evolução à medida que o tirante fissa. Constata-se nos Figuras b) e c) o efeito da lei de tensão de aderência inserida no modelo, ao fazer a transferência gradual de tensões desde a zona de fissuração até às zonas de betão não fraturado. A primeira fenda deu-se no instante em que f_{ctm} atingiu o valor de 2.5 MPa, ligeiramente superior aos 2.4 MPa estipulados para a secção B2, o que revela uma boa captação das propriedades resistentes do modelo.

Sendo o modelo perfeitamente simétrico, será expectável obter-se um padrão de fendilhação também ele simétrico, não sendo esse o caso. No entanto faz-se aqui o paralelismo com a realidade observada na Figura 4.8, observando-se um padrão de fendilhação longe de uma perfeita simetria.

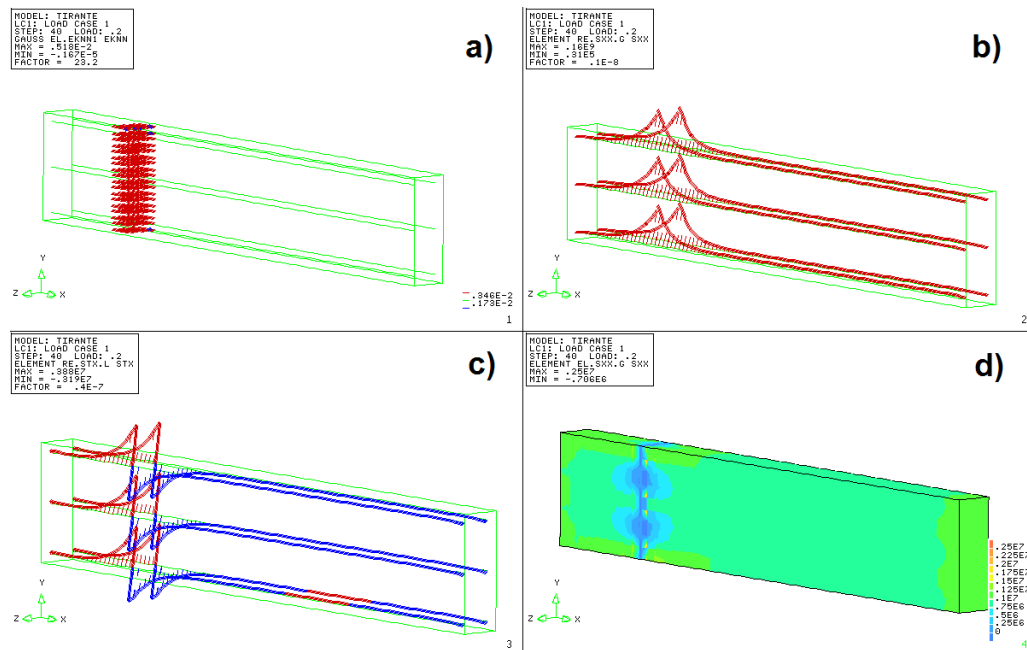


Figura 4.9- Início da análise: a) Padrão de fendilhação; b) Tensões nas armaduras; c) Tensões de aderência; d) Tensões no betão

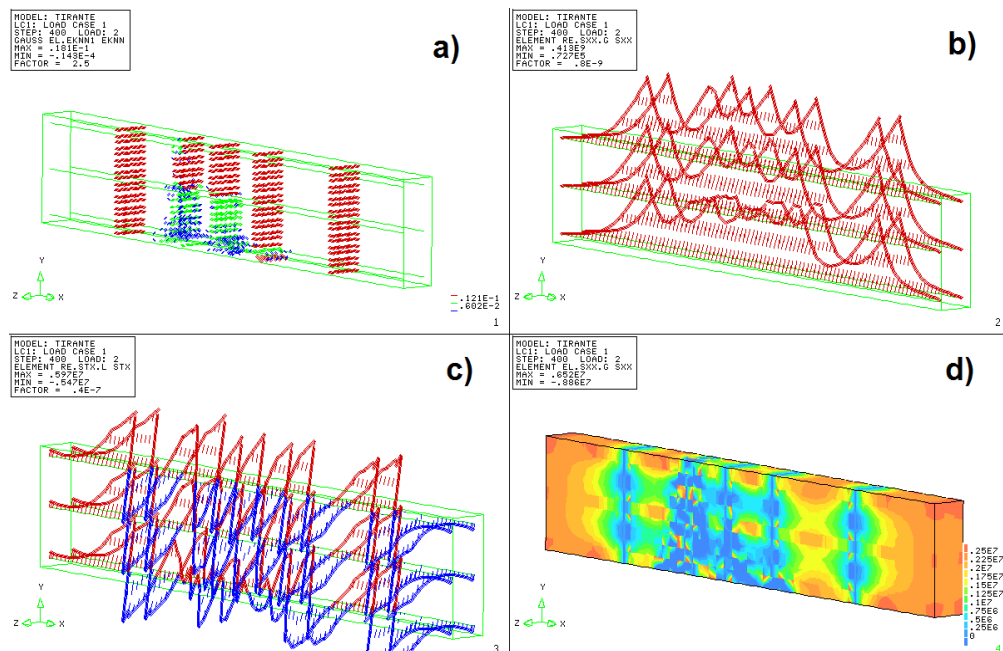


Figura 4.10 Fase intermédia da análise: a) Padrão de fendilhação; b) Tensões nas armaduras; c) Tensões de aderência; d) Tensões no betão

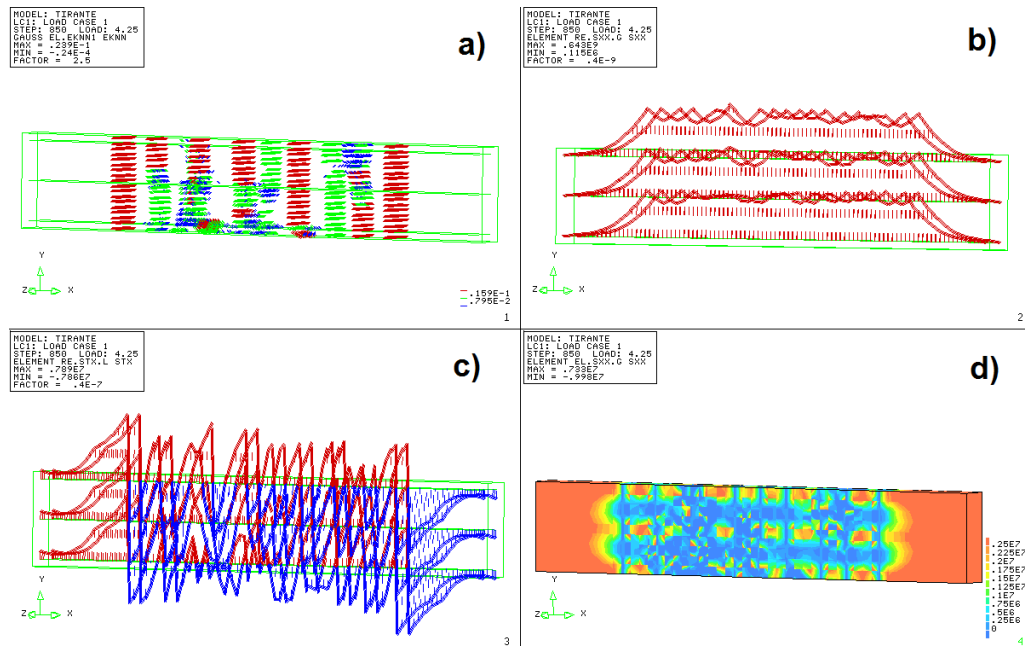


Figura 4.11 Fim da análise: a) Padrão de fendilhação; b) Tensões nas armaduras; c) Tensões de Aderência; d) Tensões no betão

De seguida analisam-se a Figura 4.12 onde primeiro se faz uma comparação entre a evolução da tensão das armaduras, σ_{s2} , registada por Jaccoud [4] e a mesma evolução registada no modelo numérico. Optou-se por fazer apenas um estudo de σ_{s2} em detrimento da evolução das tensões do betão σ_{c1} por levarem às mesmas conclusões.

Ressalva-se que, dado o número de fendas observado no modelo ter ficado aquém do observado na realidade, entende-se que a comparação direta entre o trecho central de 1 metro do tirante analisado por Jaccoud [4] e o mesmo trecho central do modelo numérico não conduziram a resultados objetivos e precisos. Deste modo, a Figura 4.11 a) representa a totalidade de fissuração do tirante analisado, procedendo-se a uma análise macroscópica do comportamento do mesmo, tendo como apoio os resultados de Jaccoud [4].

Consegue-se observar então, que na fase de formação de fendas o modelo consegue captar com eficácia o comportamento expectável de um tirante restringido nas suas extremidades, formando uma nova fissura de cada vez que se atinge o N_{cr} . O patamar de tensões σ_{s2} para o qual o tirante fissa situa-se entre 350 e 380 MPa, apresentando-se coerente com os valores de Jaccoud [4]. A entrada da análise em fase de fendilhação estabilizada acontece para uma extensão superior à observada por Jaccoud [4] pela razão já enunciada, o comprimento de análise do tirante considerado por Jaccoud [4] é inferior ao comprimento do tirante analisado numericamente. Desta forma, verifica-se que a lei de aderência apresentada pelo M.C. 1990 [16] para boas condições de aderência e elementos confinados não consegue captar com 100% de fiabilidade o fenómeno de transferência de tensões entre aço e betão, originando espaçamentos S_r de fendas mais largos do que o previsto. No entanto, a validação dos resultados obtidos não fica posta em causa. Multiplicando os valores da evolução de abertura de fendas da Figura 4.12 a) por 9/13, rácio entre o número de fendas obtido numericamente e o número de fendas observado no ensaio de laboratório, obtém-se um patamar de desenvolvimento de fendas já bastante próximo do observado na Figura 4.12 b).

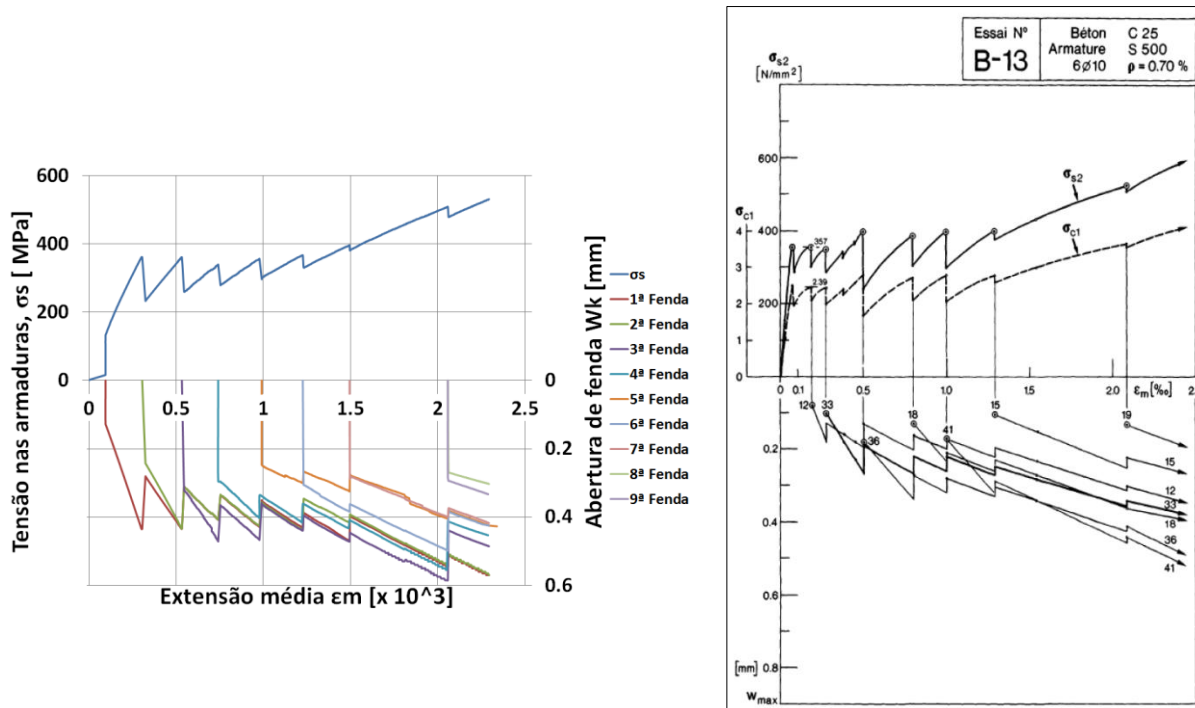


Figura 4.12 – Evolução das aberturas de fendas e da tensão na armadura com a extensão média do tirante: a) resultados numéricas; b) resultados experimentais

O autor deste trabalho afirma que após uma série de análises numéricas deste caso em particular, envolvendo o teste a várias leis de “bond slip” fornecidas pelo M.C. 1990 [16], a lei utilizada nesta dissertação foi a que melhores resultados forneceu, tanto a nível de uma propagação de fendilhação controlada como de um S_{rmax} mais próximo da realidade. Pondo de lado problemas de modelação, dado que o modelo foi cuidadosamente revisto ao longo de todo o processo, apenas uma melhoria na lei de tensões de aderência poderia adicionar as três fendas adicionais, totalizando as 13 fendas reportadas por Jaccoud [4]. Tal surtiria um claro efeito na evolução de abertura de fendas, havendo uma maior distribuição das aberturas, aproximando os valores obtidos na Figura 4.10 a) com os observados por Jaccoud [4]. Tal melhoria na lei de aderência passa ao lado do âmbito desta dissertação, sendo encorajada em trabalhos futuros sobre o tema em particular.

Tendo em conta o EC2 parte 1-1 [1], os valores obtidos na análise numérica são previstos pelo método de cálculo abordado do regulamento. Considerando uma tensão de armadura σ_s igual a 360 MPa e uma taxa de armadura efetiva de 0.8448%, tendo em conta os outros parâmetros necessários para a aplicação da formula (3.6), a previsão de abertura de fendas máxima ronda os 0.50 mm, o que corrobora os valores observados em fase de formação de fendas.

4.3.1.2 Tirante submetido a ação imposta de retração

Neste capítulo aplicou-se uma ação imposta de retração ao tirante idealizado por Jaccoud [4]. Não tendo feito parte do trabalho de doutoramento do referido autor, a modelação e análise numérica deste caso revela-se importante para perceber as diferenças enunciadas no subcapítulo 2.4 entre estruturas de betão armado, neste caso tirantes, submetidos à ação de deformações impostas exteriores (subcapítulo 4.2.1.1), ou interiores.

Sendo assim, o tirante foi modelado com as mesmas condições de apoio que o caso anterior e a mesma percentagem de armadura, igual a 0.7%, no entanto sendo composto pelo mesmo material (de resistência à tração de 2.5 MPa). Apenas contém uma fiada de elementos de resistência inferior para evitar problemas de convergência numérica, identificados na Figura 4.13 com a cor azul. A malha de elementos finitos considerada para esta análise apresenta-se na referida Figura.

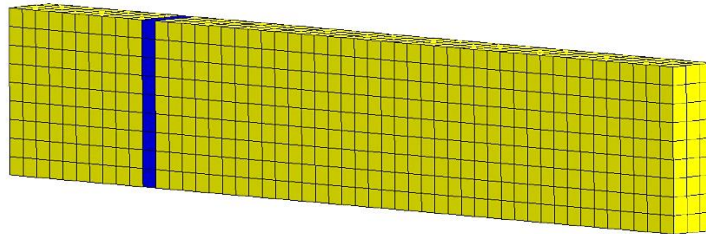


Figura 4.13 – Malha de elementos finitos do tirante submetido ao efeito de retração

A razão para a omissão de zonas de comportamento puramente elástico na zona das extremidades deve-se ao facto de o tirante estar submetido a uma contração imposta pela retração na sua totalidade, ao contrário do caso analisado em laboratório por Jaccoud [4], onde os sistemas de ancoragens introduziam nas extremidades zonas de compressão face ao deslocamento imposto, modelando-se numericamente como zonas elásticas.

Submetendo o tirante a uma extensão de retração com uma humidade relativa de 60%, h_0 igual a 112.5, sofrendo o tirante uma extensão de retração máxima de 0.000603, apresenta-se na Figura 4.14 a evolução da tensão na armadura após a ocorrência da primeira fenda.

Da análise da Figura 4.14 verifica-se que a extensão imposta ao tirante não chega a ser suficiente para o levar à fase de fendilhação estabilizada. Observa-se o comportamento expectável de um tirante submetido a uma deformação imposta interior, fruto do desenvolvimento de tensões auto-equilibradas nas secções não fendilhadas face à compressão das armaduras, originando tensões de tração no betão e diminuindo ao longo do carregamento o valor de N_{cr} necessário para originar uma nova fenda.

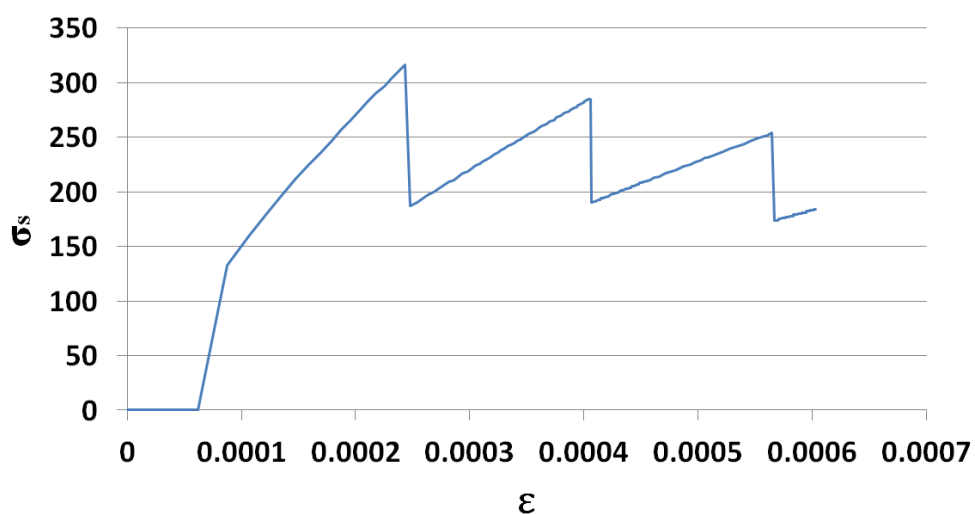


Figura 4.14 – Evolução da tensão na armadura de um tirante submetido a deformação imposta interna

De uma forma mais perceptível, observa-se na Figura 4.15 o efeito de restrição das armaduras ao livre encurtamento do betão, fruto do tipo de deformação imposta em causa. De uma forma muito clara, observa-se que as principais diferenças no desenvolvimento de tensões ao longo das armaduras, entre este caso e o caso anteriormente analisado, passam pela existência de zonas de compressão nas armaduras (Figura 4.15 a)), que por sua vez geram zonas de tração no betão não fendilhado (Figura 4.15 b)), originando as já mencionadas tensões auto-equilibradas, a diferença fundamental entre ações impostas externas e internas.

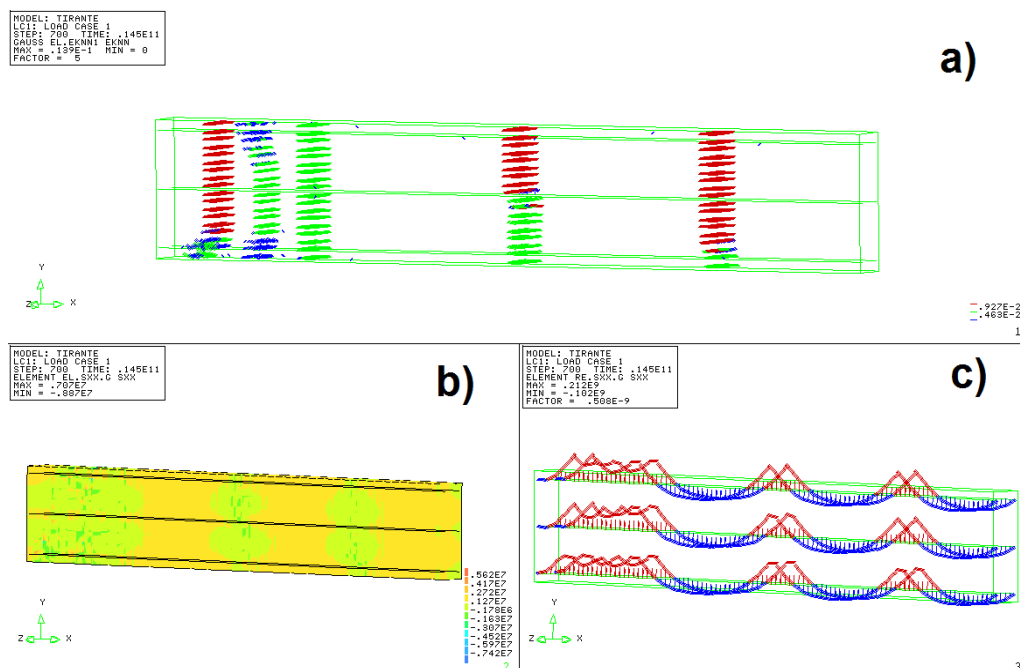


Figura 4.15 - a) Padrão de fendilhação b) Tensões no betão c) Tensões nas armaduras

Verifica-se uma abertura de fendas máxima de 0.69 mm. Como referido no subcapítulo 2.4, o betão situado entre fendas contribui para o aumento da abertura de fendas através do seu encurtamento simples em relação à armadura, levando a valores similares quer para uma ação imposta externa ou interna de abertura de fendas. Apesar de se ter obtido um valor ligeiramente superior, a questão do número de fendas observado também afeta o valor obtido neste caso.

4.3.2 MURO

Neste subcapítulo aplica-se a mesma abordagem numérica utilizada no tirante no subcapítulo 4.2.1, com o objectivo de se observar o seu desempenho numa estrutura mais complexa e com um sistema de restrições diferente do caso anterior. Com os resultados obtidos, procede-se à análise e comparação com os resultados medidos *in situ* e apresentados em [20] para a conferência BE2012 (Figura 4.16). Apoiando-se na teoria descrita para este tipo de estruturas em capítulos anteriores, faz-se também uma análise considerando 4 zonas distintas no muro em foco, como apresentadas na Figura 4.17, observando-se que diferenças ocorrem em termos de evolução de tensões na armadura longitudinal e nas aberturas de fendas observadas. Com isto, pretende-se observar a fiabilidade do modelo numérico em captar o modelo de comportamento de um elemento de betão armado sujeito a condições de apoio “Edge Restraint” e as variações das tensões da armadura e da abertura de fendas que daí advêm.

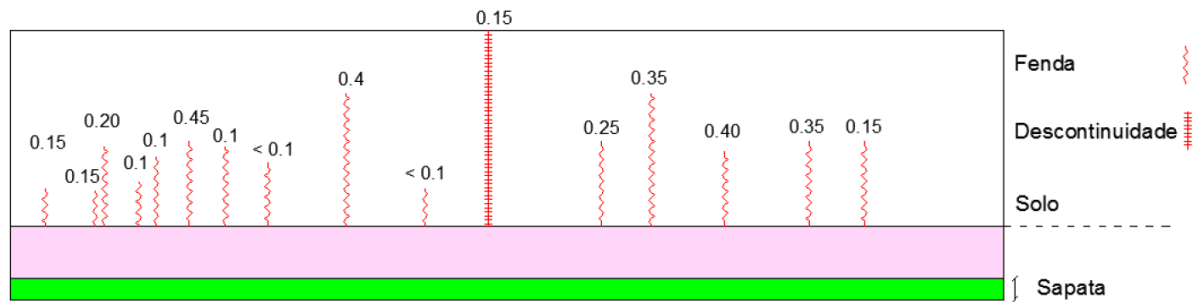


Figura 4.16 – Máxima abertura de fendas medidas *in situ* do muro em análise [20]

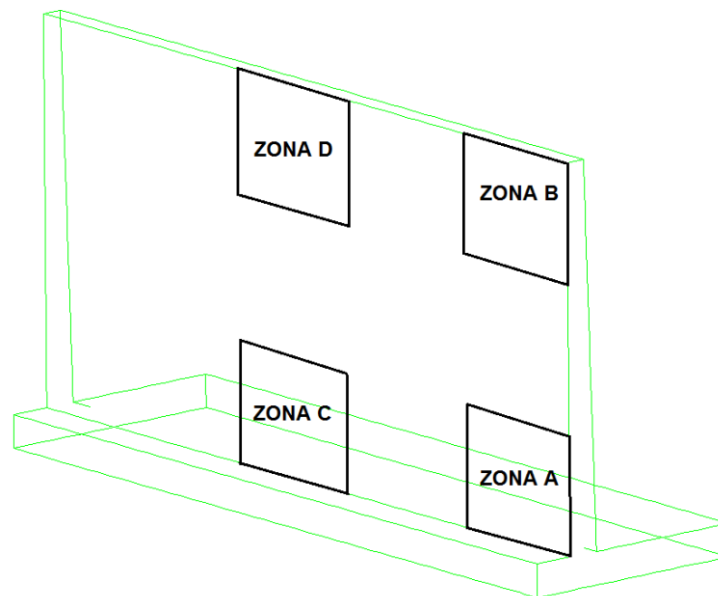


Figura 4.17 – Zonas de estudo a nível de tensões de armaduras e abertura de fendas

Dado que a inclusão de modelos de aderência explícitos entre betão/aço no software DIANA é uma novidade relativamente recente, verificou-se que a inclusão de um modelo de fluência nas análises numéricas era até à data impossível. No entanto foi fornecido posteriormente uma versão experimental onde tal problema tinha sido solucionado. No fim, obtiveram-se duas análises, com e sem fluência, onde os resultados tanto a nível da propagação de fendas como da evolução de σ_s e w_k apresentam diferenças que se acharam pertinentes de serem apresentadas em separado, evidenciando a importância da consideração da fluência para uma correta previsão do comportamento futuro de uma estrutura com fendilhação.

4.3.2.1 Análise de resultados em função da retração imposta sem fluência

Apresenta-se na Figura 4.18 a deformada resultante no fim da análise numérica. Utilizando uma abordagem em três dimensões, consegue-se visualizar o efeito que a rigidez da sapata apresenta na deformada final. Neste caso, a rigidez da fundação não é capaz de impedir a deformação vertical da parede o que terá consequências ao nível do padrão de fendilhação e da própria grandeza do valor de abertura de fendas, presentes na Figura 4.19 para um tempo de análise de 7 anos.

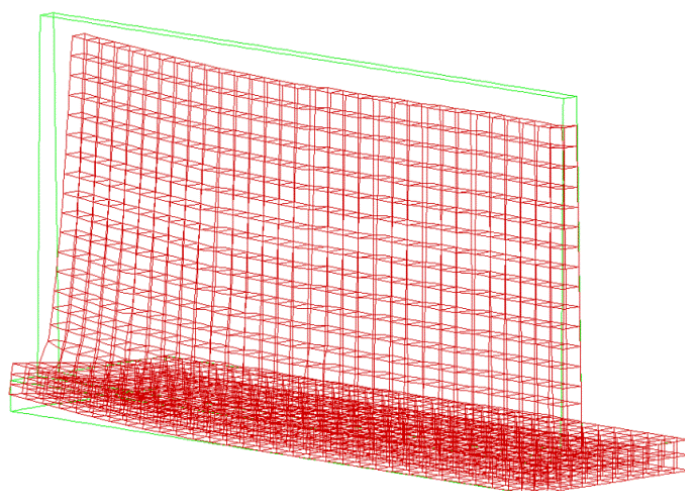
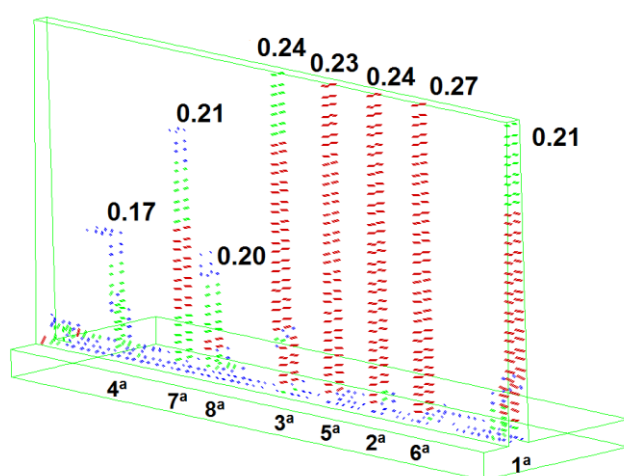


Figura 4.18 – Deformada da estrutura para T=7 anos

A representação do padrão de fendilhação, tal como apresentada para o tirante, representa-se usando uma funcionalidade do software utilizado, apresentando este, para cada ponto de Gauss fendilhado, a sua grandeza quer pelo respectivo tamanho de traço, quer pela sua cor, aumentando desde o azul, passando pelo verde e acabando no vermelho.



Quadro 4.2 – Fendas registadas e respetiva extensão

Fenda	Extensão
1ª	0.000081
2ª	0.000110
3ª	0.000110
4ª	0.000120
5ª	0.000142
6ª	0.000157
7ª	0.000166
8ª	0.000195

Figura 4.19 – Padrão de fendilhação com w_k máximos para T= 7 anos

Ao observar-se o padrão de fendilhação apresentado na Figura 4.19 notam-se à partida duas diferenças em relação aos resultados do documento [20]: um maior número de fendas principais e uma abertura desde a base até ao topo do muro. Como seria de esperar, a altura das fendas aumenta desde a extremidade do muro até ao centro, ocorrendo a abertura máxima numa zona um pouco acima da base do muro. Constatase que neste modelo a soma das aberturas de fendas apresenta-se distribuída ao longo de várias fendas, ao contrário das medições realizadas e reportadas por *Leitão et al* [20], onde se verificou a existência de duas fendas principais, de 0.45 e 0.4 mm de abertura. A ausência de fluência mostra-se neste aspeto.

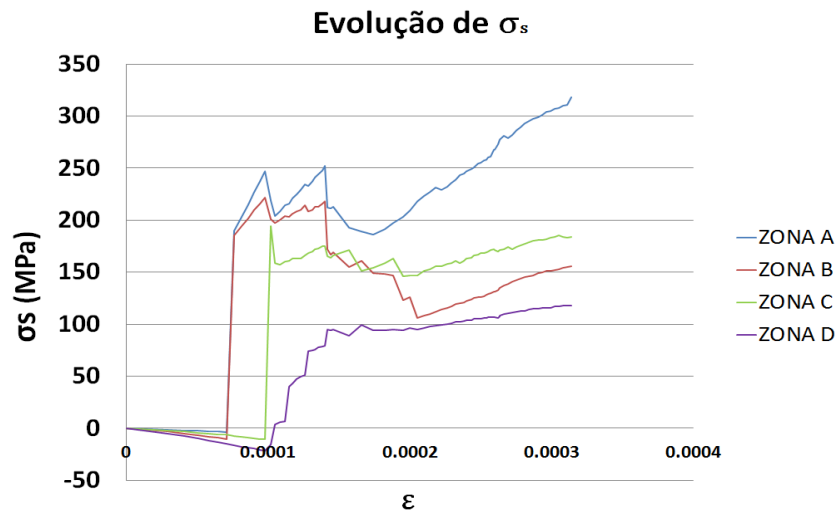


Figura 4.20 – Evolução das tensões de armadura nas zonas de estudo

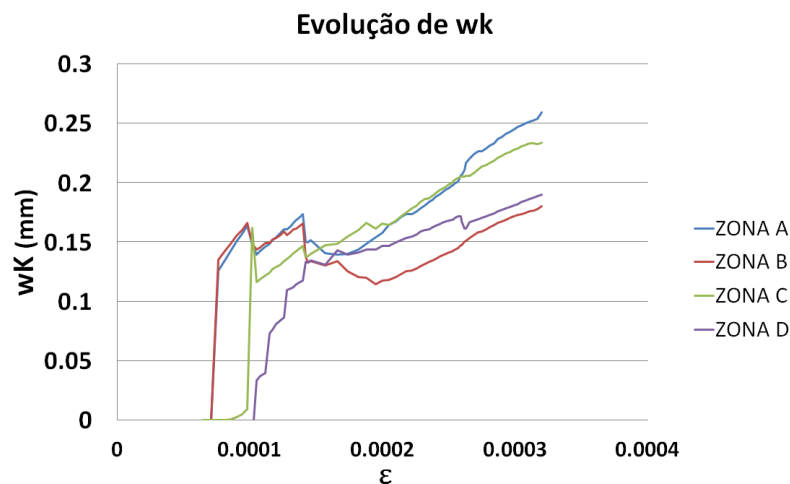


Figura 4.21 - Evolução de abertura de fendas nas zonas de estudo

Na Figura 4.20 apresenta-se a evolução das tensões de armadura nas zonas de estudo apresentadas em 4.2.2. Observa-se numa primeira fase um comportamento à compressão durante a fase elástica, suportado primariamente pelo betão e onde a armadura apresenta valores bastante reduzidos. Após a formação da fenda nas zonas A e B, que se deu em simultâneo ao longo de toda a altura, observa-se um acréscimo de tensão de tração seguido de uma ligeira queda e de um novo aumento até σ_s , altura em que ocorre uma queda mais abrupta, seguindo-se um período em que a tensão cresce de forma mais ou menos monotónica. Estes resultados aparentam mostrar que ao contrário de uma estrutura do tipo “End Restraint”, o processo de formação de uma nova fenda apenas afeta tensões locais, contrariamente ao comportamento do tirante observado em 4.2.1. De forma a compreender melhor o porquê destes fenómenos apresenta-se no Quadro 4.2 um registo das fendas ocorridas e a extensão de retração para a qual se começaram a desenvolver. Na zona central desenvolve-se a 1ª fenda e para uma extensão de 0.00011 (as 2ªs e 3ªs fendas começam a desenvolver-se) nota-se a perturbação mencionada na evolução de σ_s e w_k . O surgimento da 5ª fenda causa nova perturbação na zona central, no entanto, essa perturbação não é captada na fenda da zona da extremidade. A partir de uma extensão de 0.0002 nota-se uma estabilização na evolução de fendas em altura e, evidenciado nas Figuras 4.20 e 4.21 uma

evolução também mais estabilizada de σ_s e w_k . Nesta fase a abertura de fendas aparece como uma função da extensão livre, o que parece corroborar as hipóteses adoptadas no EC2 parte 1-3 [2] e no CIRIA660 [3].

Tais fenómenos também podem ser observados na Figura 4.21 que mostra a evolução de abertura de fendas. O modelo consegue captar a variação do grau de restrição que afeta cada zona. É expectável que as zonas próximas da base de fundação apresentem um maior grau de restrição, o que se traduz nos resultados obtidos pela maior inclinação do gráfico w_k - ε . Para as zonas centrais observa-se um desenvolvimento consideravelmente superior, devido à restrição de retração, de σ_s e w_k em comparação com as zonas mais próximas da extremidade. A abordagem numérica consegue evidenciar a predominância do efeito do grau de restrição em elementos na proximidade da base de fundação, diminuindo em altura e distância ao centro do muro, assim como evidenciar a influência local do fenómeno de fendilhação na evolução dos parâmetros analisados.

4.3.2.2 Análise de resultados considerando o efeito da fluência

No presente capítulo, e tendo-se observado uma clara diferença entre o modelo com e sem fluência, analisam-se os resultados com a inclusão deste fenómeno e procede-se a uma análise de sensibilidade com os valores reportados em 4.3.2.1.

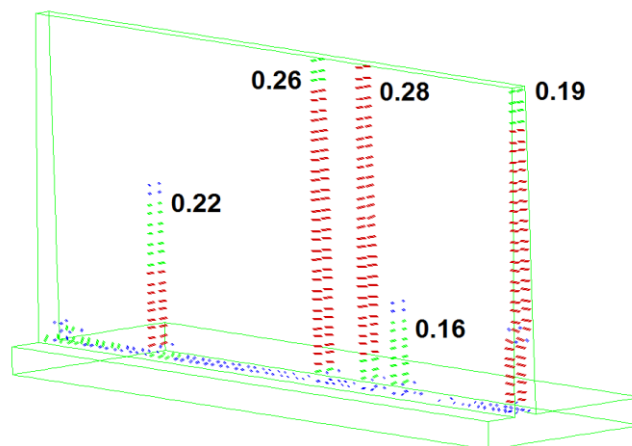


Figura 4.22 – Padrão de fendilhação com w_k máximos para $T= 7$ anos

Na Figura 4.22 compreende-se bem o efeito reportado por Azenha [19], em que para uma mesma idade de carregamento o betão sofre sob o efeito da fluência uma redução de até 50% de tensões, reflectindo-se este fenómeno no número de elementos fendilhados para um longo período de carregamento.

Com isto, compreende-se que a fluência também terá um papel atenuador na influência do grau de restrição no comportamento da evolução de fendilhação. Tanto o EC2 parte 1-3 [2] como o CIRIA C660 [3] sugerem uma redução do grau de restrição na ordem dos 50% devido à fluência, o que induziria em princípio uma diminuição para o dobro do valor máximo de fendilhação para o período em consideração de 7 anos.

Nota-se também, tanto no gráfico de evolução de w_k como de σ_s , (Figuras. 4.23 e 4.24), um aumento dos valores de retração necessários para o surgimento das fissuras em estudo, tal devendo-se outra vez

ao efeito de relaxamento inculido no modelo pela fluência. Este efeito também impõe um evoluir dos resultados mais suave para retrações maiores.

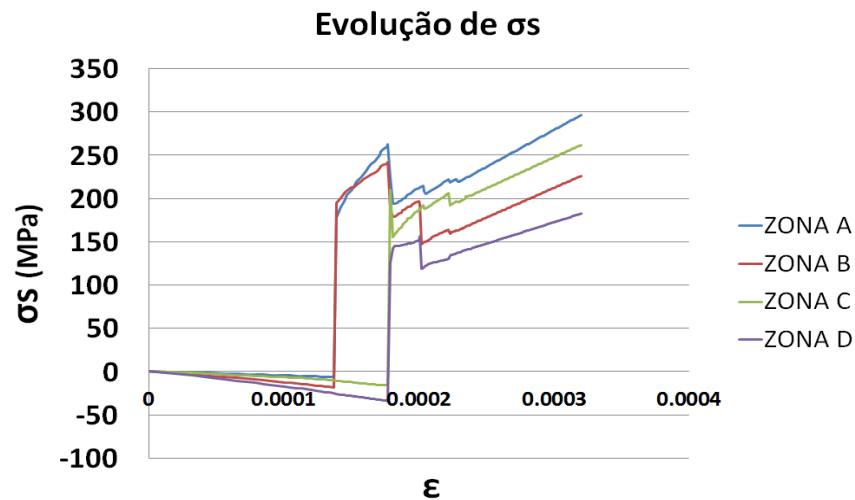


Figura 4.23 - Evolução das tensões de armadura nas zonas de estudo

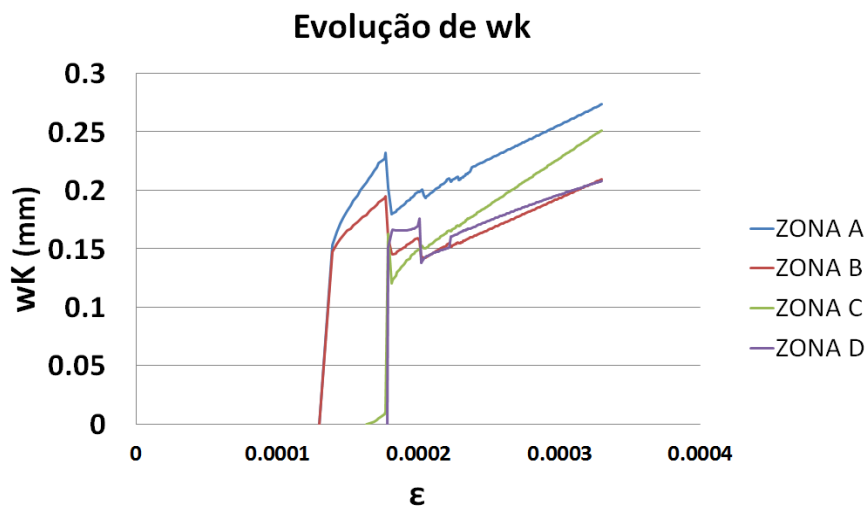


Figura 4.24 - Evolução de abertura de fendas nas zonas de estudo

Com a inclusão do fenómeno da fluência os resultados obtidos podem ser comparados diretamente, fazendo as devidas reservas em relação a efeitos não considerados no envelhecimento do muro, com os resultados do documento [20], Figura 4.16. Embora se tenham obtido aberturas de fendas que no global condizem com as observadas na metade esquerda do muro, as duas fendas principais ($w_{k=0.4}$, $w_{k=0.45}$) não se conseguem captar. Em relação ao padrão de fendilhação, nota-se também uma ausência de fissuração na extremidade esquerda.

O modelo foi desenvolvido com os valores habitualmente considerados para as classes de resistência do betão (sem a consideração de tensões auto-equilibradas ao longo da espessura, bem como a consideração de uma extensão de retração uniforme ao longo da espessura), além disso, a resistência à tração do betão também sofre de grande incerteza no momento de betonagem, ou seja, a classe de resistência de um betão está sempre afetada com um certo grau de variabilidade. A própria interação

solo-estrutura poderá explicar o padrão de fendilhação observado, sendo este um campo onde a informação obtida foi muito escassa.

Embora nunca tenha sido o propósito desta análise conseguir replicar a realidade observada, mas antes pôr em prática a abordagem numérica atrás exposta e verificar a sua fiabilidade, as razões atrás enunciadas poderão em teoria explicar as principais diferenças entre os resultados da abordagem numérica e o padrão observado e registado em [20].

4.4 CONCLUSÕES

Com os resultados observados para o caso do tirante e para o caso do muro, o modelo de abordagem numérica utilizado nesta dissertação apresenta potencialidades evidentes tais como um tratamento e interpretação de dados mais expeditos em comparação com outras abordagens.

Um refinamento da lei de aderência mostra-se adequado para futuras abordagens de casos práticos utilizando este método numérico, de modo a obter-se uma aproximação mais realista dos resultados reais, revelando-se no entanto os resultados numéricos suficientemente satisfatórios tendo em conta o grau de informação em falta sobre as reais condições de análise laboratorial e evolução de retração, respetivamente em relação ao tirante e ao muro do estudo base efetuado.

Para o caso do tirante, a abordagem utilizada levou a resultados que mostraram um comportamento expectável para uma estrutura restringida nas suas extremidades, evidenciando o efeito da tensão das armaduras na evolução da abertura de fendas. Apesar de não se ter obtido um padrão de fendilhação 100% igual ao do tirante analisado por Jaccoud [4] ficou claro que para um menor número de fendas, os valores apresentam uma correspondência correta e expectável com os do ensaio laboratorial.

Em relação ao muro estudado, aplicou-se a mesma abordagem numérica utilizada para o tirante e registaram-se os valores de dois modelos diferentes, um com fluência e o outro sem esse efeito. De modo a poder ser possível uma comparação com a realidade, só o modelo com fluência pode ser usado para esse fim, demonstrada a grande influência que este fenómeno tem no padrão de fendilhação final do muro. Tal padrão de fendilhação difere pelas incertezas de modelação enunciadas, como interação solo estrutura, classe de resistência do betão e efeitos do comportamento térmico do betão jovem. Para além destas razões, um refinamento da malha de elementos finitos mostrava-se pertinente para captar melhor uma transferência gradual entre tensões do aço e betão, como observado no exemplo do tirante. No entanto um maior refinamento da malha iria aumentar o tempo de análise numérica para valores inaceitáveis. Nota-se aqui uma das desvantagens da abordagem numérica utilizada, a necessidade de um grande refinamento da malha de elementos finitos para se observar uma perfeita interação entre aço e betão. O modelo foi no entanto capaz de captar a influência do efeito do grau de restrição em cada zona do muro, observando-se uma evolução mais ou menos acentuada para, respetivamente, um maior ou menor grau de restrição.

Apesar dos resultados conseguidos não serem 100% fiéis aos registados obtiveram-se boas indicações para futuras investigações usando abordagens similares. Para isso são recomendados computadores com uma capacidade de cálculo considerável para se procederem a análises estatísticas e de sensibilidade, variando parâmetros como a lei de “bond slip”, o grau de restrição da estrutura, a humidade relativa e o impacto da fluência, de modo a melhorar os resultados obtidos, algo que na presente dissertação não foi possível realizar. A inclusão dos fenómenos observados no comportamento do betão jovem também deverá aproximar os resultados numéricos aos resultados reais.

5. ESTUDOS PARAMÉTRICOS

5.1 INTRODUÇÃO

Ao longo do presente trabalho a noção de grau de restrição de uma estrutura e a sua influência no comportamento a deformações volumétricas diferenciais no tempo foi ficando cada vez mais patente, assim como os efeitos que teoricamente condicionam parâmetros para os quais o projetista tem de ter especial atenção. No caso dos muros de suporte, paredes de betão armado ou outro tipo de estruturas de betão laminar restringidas apenas numa extremidade, ficou comprovado através da análise de estudo base realizada no Capítulo 4 que o desfasamento da evolução das propriedades mecânicas da fundação e do muro leva a deformações distintas destes elementos ao longo do tempo. Esta diferença de evolução volumétrica, mais lenta nas fundações ao serem betonadas previamente, causa esforços de tração no muro e consequente fendilhação.

No presente capítulo efetua-se um estudo paramétrico aplicando a abordagem numérica utilizada no Capítulo 4, de modo a observar-se o efeito que a mudança de parâmetros chave nas modelações numéricas de muros tem nos resultados finais. Serão analisadas as diferenças que uma mudança de geometria induz em diferentes zonas dos muros (metodologia semelhante à usada no Capítulo 4, Figura 4.17), quando submetidos à ação de deformação imposta de retração, apoiando os resultados obtidos com o exemplo do tirante submetido à retração anteriormente analisado. Tal como o tirante, os muros terão um rácio de armadura de 0.7%, e num segundo estudo, de 0.35%.

Como referido no Capítulo 2, a fluência tem um papel importante na real previsão do comportamento de um muro face a processos de deformação volumétrica de retração, no entanto dificuldades numéricas impediram a inclusão deste efeito nas análises numéricas, considerando-se o tempo de análises numéricas imposto pela inclusão deste efeito inesperado e impraticável no âmbito da presente dissertação. O próprio software utilizado foi alvo de uma correcção por parte da empresa T.N.O com vista à compatibilidade entre análises com fluência e abordagens utilizando leis de “bond-slip”, sendo portanto uma versão experimental e não definitiva. Como tal, as análises efetuadas para os estudos paramétricos contam apenas com o efeito da retração, esperando-se desta forma padrões de fendilhação mais gravosos do que o observado na realidade.

5.2 MODELOS ESTUDADOS

Elabora-se neste subcapítulo uma descrição sumária dos modelos numéricos utilizados para a realização do estudo paramétrico, descrevendo a sua geometria e as suas condições de apoio, a malha de elementos finitos utilizada, a ação imposta e os materiais utilizados.

As análises efetuadas neste capítulo seguiram os pressupostos das análises efetuadas no Capítulo 4, optando-se por uma abordagem de análise 3D utilizando a mesma combinação de comportamento de “tension softening” após fendilhação e modelação explícita de tensão de aderência na interface entre betão e armadura, com o auxílio do programa DIANA.

5.2.1 DESCRIÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS

Apresenta-se de seguida uma descrição sumária dos muros modelados no software utilizado.

No total são analisados 3 muros, muro BH2, BH4 e BH6, alterando-se a relação comprimento/altura (B/H) de modo a perceber como essa modificação afeta o comportamento das estruturas em análise. A geometria dos muros em análise apresenta-se simples de modo a tornar o tratamento dos dados mais expedito, apresentando todos os muros uma secção transversal idêntica, composta por uma sapata de secção transversal $2.5 \times 0.45 \text{ m}^2$ e um muro de secção transversal $0.2 \times 3 \text{ m}^2$, sendo simétrico segundo o plano transversal.

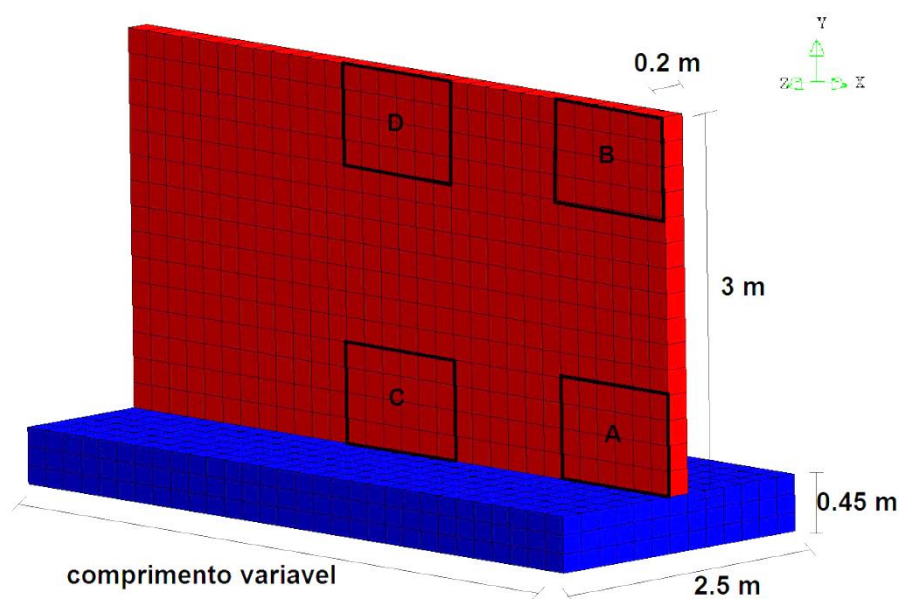


Figura 5.1 – Representação esquemática dos modelos paramétricos

Na Figura 5.1 apresenta-se o modelo tipo utilizado nas análises, com as dimensões da secção transversal representadas e referência de comprimento variável. Este comprimento varia desde os 6 metros, passando pelos 12 e acabando nos 18 metros. Como no estudo base efetuado no capítulo 4, para um melhor desempenho computacional foi tirado partido das condições de simetria que se poderiam implantar nos modelos. Dessa forma apenas foi modelada metade do muro, aplicando apoios de restrição de translação segundo os eixos de X e Z e assumindo um comportamento de armadura perfeitamente aderente aos elementos de betão da zona central do muro. Idealizou-se para cada muro uma armadura constituída apenas por elementos longitudinais, desprezando neste caso a contribuição

da armadura vertical para o controlo de fendilhação devida à ação da retração. Os muros foram portanto modelados com um ρ de 0.7%, igual taxa de armadura do modelo do tirante analisado no capítulo 4. Num segundo estudo avalia-se as mudanças de comportamento dos modelos ao introduzir um ρ de 0.35%.

Como já foi referido, a abordagem numérica utilizada será a mesma já anteriormente descrita no capítulo 4, utilizando-se a mesma combinação de um comportamento “tension softening”, definido e implementado recorrendo às opções disponíveis no software utilizado, e de um modelo de tensões de aderência, utilizando o documento Model Code 1990 [16] para a sua definição.

Assim, apresenta-se no Quadro 5.1 um resumo das considerações tomadas para a definição dos modelos numéricos em estudo, indicando-se a geometria adotada, os materiais usados e as suas propriedades.

Quadro 5.1 – Propriedades geométricas e materiais dos muros

Muro	Dimensões geométricas			Betão				Aço		
				Parede			Sapata			
	B (m)	H (m)	B/H	E_c (GPa)	f_{ctm} (MPa)	G_f (Nm/m ²)	E_c (GPa)	ϕ (mm)	α_e	ρ
BH2	6	3	2	31	2.6	80	31			
BH4	12	3	4	31	2.6	80	31	10	200/31	0.7
BH6	18	3	6	31	2.6	80	31			

As ações atuantes nos modelos são o peso próprio e uma deformação volumétrica de retração. A deformação imposta foi aplicada aos elementos de betão por um período de 20 anos, como demonstra a Figura 5.2, e como já foi dito, a não inclusão da fluência, por questões relacionadas com o software, irá provocar um agravar do padrão de fendilhação obtido. No entanto os estudos efetuados por Leitão [9] verificam que apesar do valor de abertura de fendas máxima variar com a consideração, ou não, do fenómeno de fluência, os valores apenas diferem na ordem dos 10%. Deste modo espera-se que a análise da evolução e abertura máxima de fendas seja coerente com a realidade observada em estruturas do mesmo tipo.

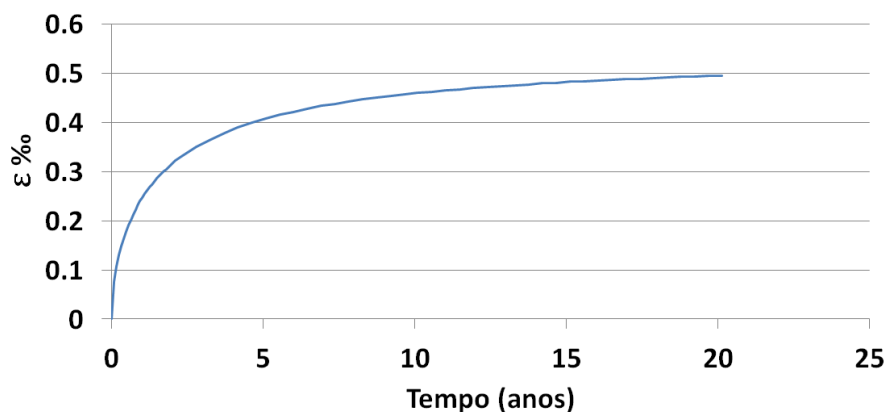


Figura 5.2 – Evolução da extensão de retração ao longo do tempo

A curva da Figura 5.2 foi obtida considerando uma $HR=60\%$, de modo a proceder-se com um valor aceitável em termos de climas do sul da Europa e que garanta uma extensão de retração a longo prazo aceitável e suficiente para se tirar conclusões sobre a evolução dos parâmetros a serem monitorizados. A evolução da extensão de retração foi calculada pelo software seguindo as formulações preconizadas no EC2 parte 1-1 [1].

5.3 COMENTÁRIO DOS RESULTADOS OBTIDOS

5.3.1 MUROS COM TAXA DE ARMADURA DE 0.7%

5.3.1.1 Padrões de fendilhação

Apresentam-se nas seguintes Figuras os padrões de fendilhação obtidos para um tempo de análise de 20 anos. (As setas a preto assinalam as fendas analisadas)

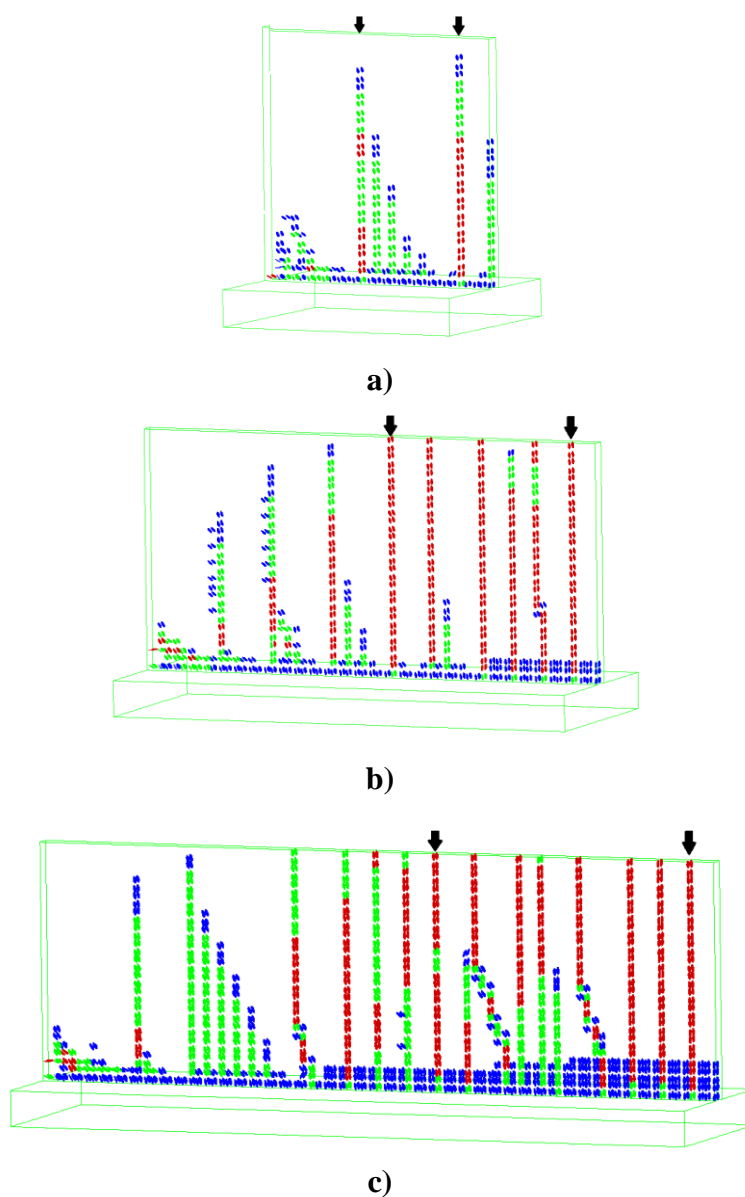


Figura 5.3 – Padrões de fendilhação dos modelos paramétricos a) BH2 b) BH4 c) BH6 para um período de 20 anos

Observa-se o esperado, à medida que o rácio B/H aumenta, o padrão de fendilhação observado fica progressivamente mais carregado, notando-se que a maior diferença ocorre entre o muro BH2 e os restantes muros, tendo os muros BH4 e BH6 padrões de fendilhação com bastantes fendas desde a base até ao topo. De uma forma puramente visual verifica-se um crescimento do efeito de restrição à medida que o rácio B/H aumenta, notando-se que para muros da mesma altura, quanto menor for o seu comprimento menor será a restrição verificada no topo.

5.3.1.2 Tensões nas armaduras

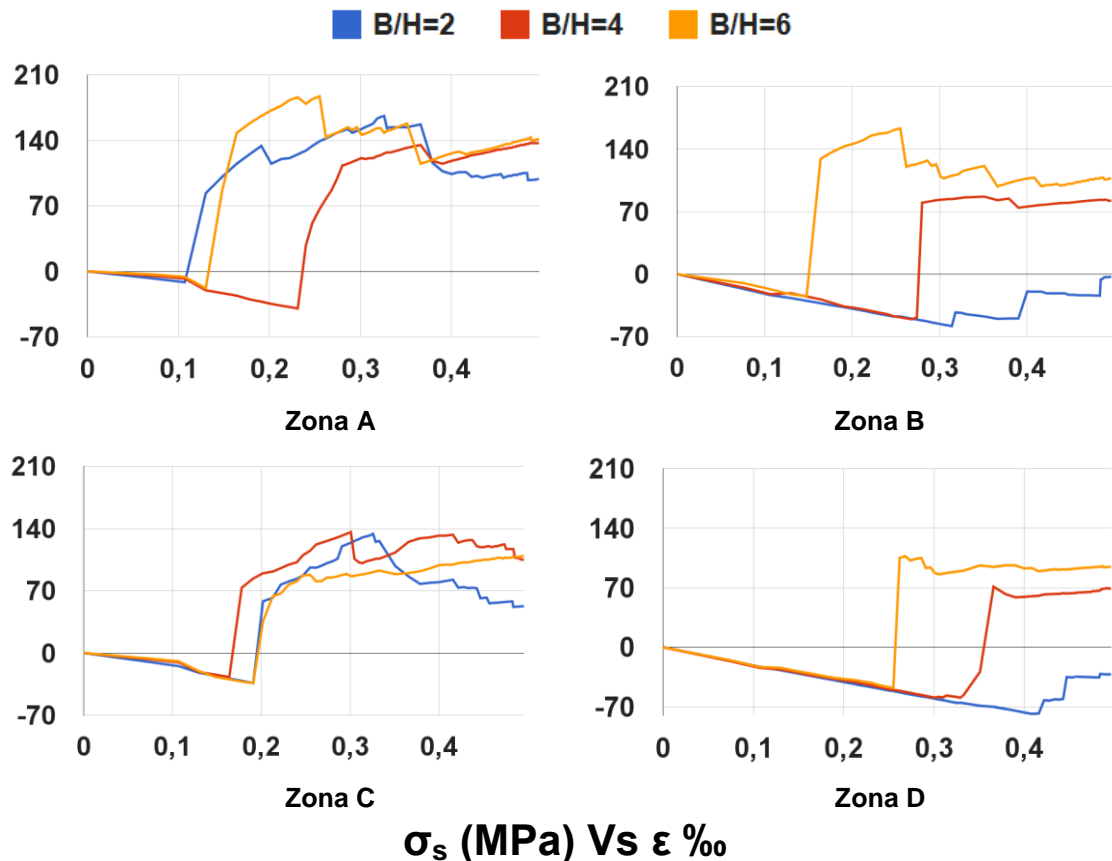


Figura 5.4 – Comparação da tensão nas armaduras

Na Figura 5.4 representa-se, para cada zona de estudo, a comparação de evolução de tensões nas armaduras num elemento representativo dessa zona. O elemento de armadura foi escolhido de modo a representar relativamente a mesma posição no muro para os três modelos. Observa-se em primeiro lugar, para a totalidade dos gráficos, um evoluir de tensões atribulado, logo após a formação da fenda e passagem do elemento de armadura de um estado de compressão para tração. Esse comportamento é evidenciado de uma forma mais clara nas zonas A e C, próximas da base do muro onde a actividade de fendilhação é mais intensa e perturba claramente o comportamento dos elementos considerados.

Verifica-se um comportamento de evolução de tensões idêntica para os muros BH4 e BH6, observando-se que no fim do período de análise a zona A regista valores mais elevados, devendo-se isto ao posicionamento de maior restrição em que esta zona se encontra, observando-se o caso contrário em relação ao muro BH2 onde nas zonas junto à base se observa um pico para níveis idênticos aos dos muros BH4 e BH6 seguido de um decréscimo acentuado. Nas zonas superiores, o

muro BH2 apresenta tensões unicamente de compressão pelo facto de a fendilhação não se ter propagado até ao topo.

5.3.1.3 Abertura de fendas

Apresenta-se na Figura 5.5 a evolução em altura da abertura de fendas para os diferentes muros, da zona central e zona perto da extremidade do muro, designada zona extrema. Na Figura 5.6 apresenta-se a informação equivalente à representada na Figura 5.4, agora referente à evolução da abertura de fendas.

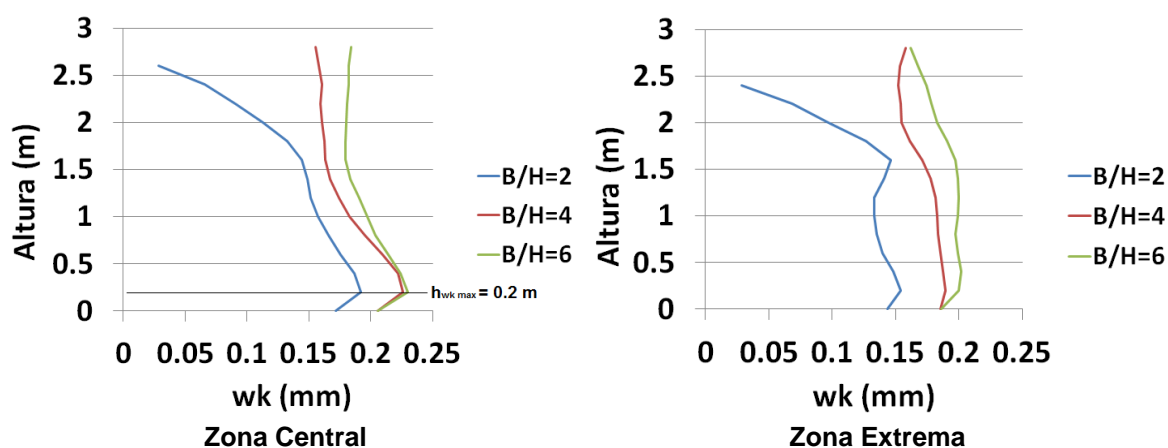


Figura 5.5 – Comparação da evolução em altura da abertura de fendas, T=20 anos

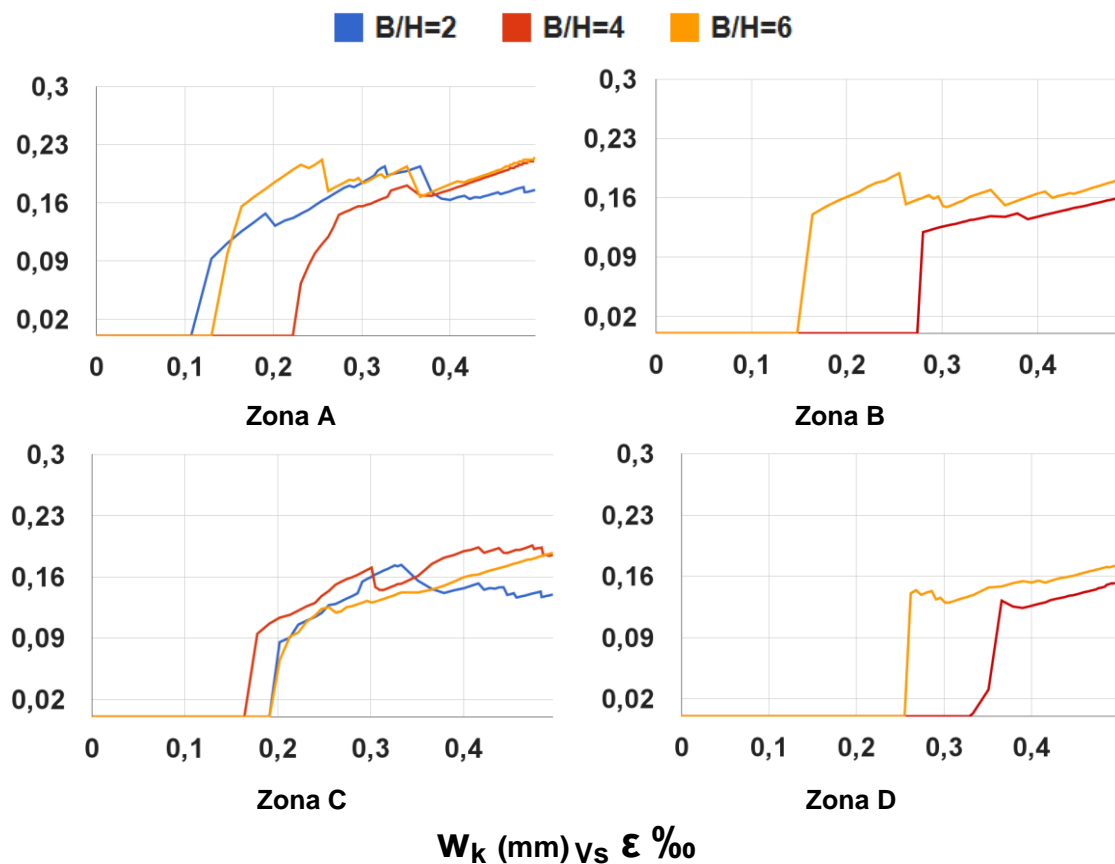


Figura 5.6 – Comparação da evolução de abertura de fendas

Comentando em primeiro lugar a Figura 5.5, verifica-se uma abertura de fendas máxima para a zona central a uma altura de 0.2 m para todos os modelos, seguido de um decréscimo abrupto até à estabilização do valor de abertura perto do topo dos muros BH4 e BH6. O modelo BH2 contraria esta tendência dado que o grau de restrição para o topo desde muro é tido como nulo na regulamentação já discutida, verificando-se esse efeito na análise numérica. A zona de extremidade segue as tendências da zona central mas de uma forma menos acentuada, verificando-se também menores aberturas de fendas.

Analisando a Figura 5.6, verifica-se uma evolução de w_k que acompanha a evolução de σ_s . Ao fazer a monitorização da evolução de w_k em elementos finitos contendo os elementos de armadura analisados no subcapítulo 5.4, percebe-se que a evolução de w_k está condicionada localmente pelo comportamento de σ_s . Ou seja, os resultados obtidos apontam no sentido que, ao contrário de um elemento restringido em ambas as extremidades como um tirante, no caso de estruturas como os muros a abertura de fissuras irá afetar localmente a evolução de σ_s . Ao haver um relaxamento de tensões de tração nas armaduras, os elementos de betão fissurados na sua proximidade experimentarão uma redução de w_k . Este comportamento tem de ser analisado com as suas devidas reservas pois não está incluído o efeito de fluência que como foi visto no subcapítulo 4.3.2.2, tem um efeito estabilizador na evolução de σ_s . Entendem-se os resultados apresentados como o efeito isolado que a retração tem numa estrutura restringida na sua base.

Sendo a retração um efeito não-linear no tempo, atuando de uma forma mais intensa nas primeiras idades do betão, tende a estabilizar ao longo do tempo como visto na Figura 5.2. Torna-se portanto difícil perceber o efeito que o grau de restrição de uma dada zona do muro tem na evolução de w_k em função da extensão apenas olhando para os gráficos da Figura 5.6. É notável através dos dados recolhidos, que em fase de fendilhação estabilizada e para um mesmo aumento de extensão obtêm-se diferentes evoluções de w_k consoante a zona do muro que se está a analisar. Se através da Figura 5.6 esta evidência é difícil de se constatar, dado que independentemente do tempo de análise a extensão imposta irá estabilizar perto de 0.5‰, na Figura 5.7 consegue-se analisar melhor a evolução de w_k em fase de fendilhação estabilizada.

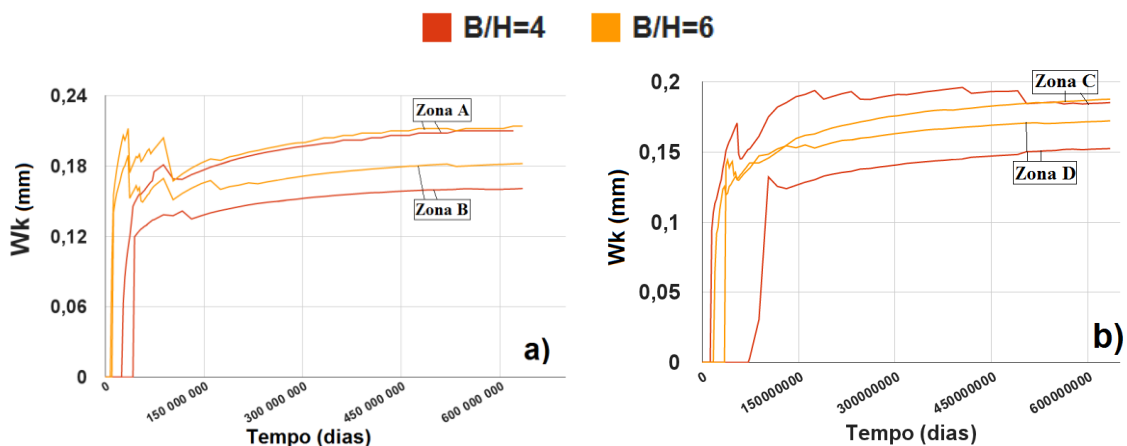


Figura 5.7 – Evolução de w_k em função do tempo para : a) Zona central b) Zona Extrema

A Figura 5.7 representa a evolução de w_k em função do tempo para os muros BH4 e BH6, sendo que o muro BH2 não fornece resultados para as suas zonas superiores devido ao diminuto grau de restrição do seu topo. Com esta representação o aumento da diferença de evolução entre as zonas inferiores e

superiores é mais perceptível, servindo a Figura 5.7 o único propósito de ajudar a perceber essa diferença evolutiva.

5.3.2 MURO DE $P=0.7\%$ VS MURO DE $P=0.35\%$

Neste subcapítulo apresentam-se os resultados das análises numéricas para os muros em estudo, com uma percentagem de armadura de 0.35%, ao mesmo tempo que são confrontados com os resultados para os muros com taxa de armadura de 0.7%.

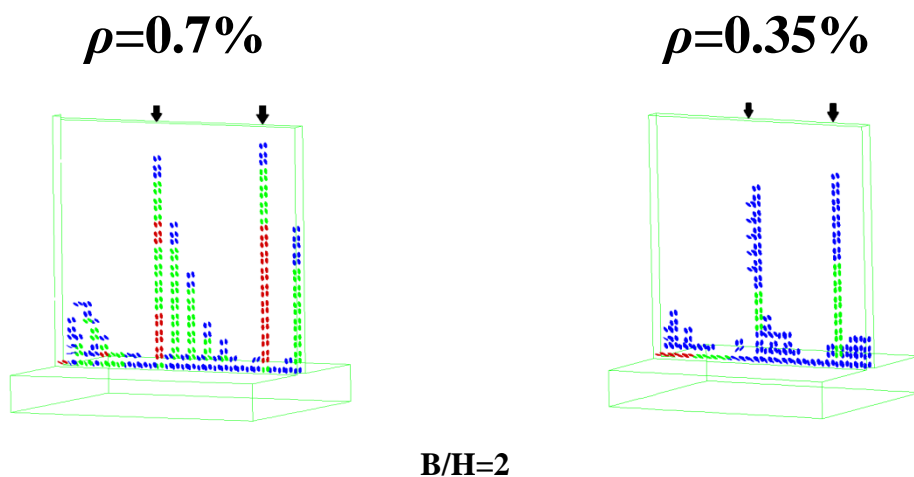


Figura 5.8 – Padrão de fendilhação dos muros de B/H=2

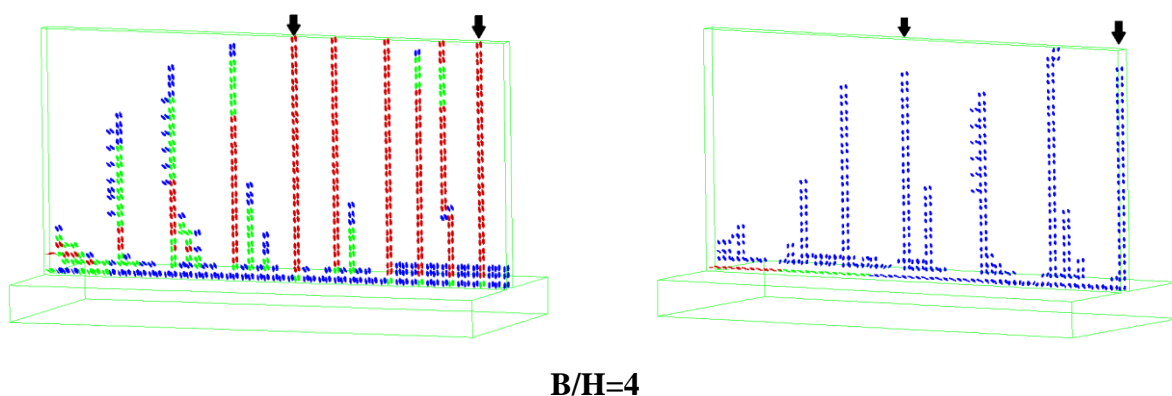


Figura 5.9 – Padrão de fendilhação dos muros de B/H=4

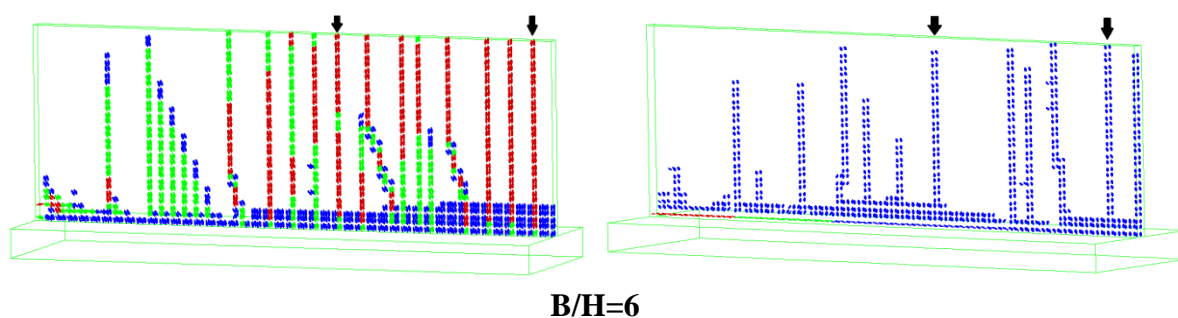


Figura 5.10 – Padrão de fendilhação dos muros de B/H=6

Os padrões de fendilhação representados nas Figuras 5.8 a 5.10 acima mostram um comportamento semelhante entre os muros com ρ igual a 0.7% e 0.35%. Nota-se o mesmo efeito de restrição ao livre encurtamento do betão e um espaçamento de fendas mais distante nos muros de $\rho = 0.35\%$, fruto de uma menor taxa de armadura. Contudo, o facto de haver ausência de armadura vertical introduziu uma anormalidade na extremidade dos muros, havendo um concentrar de deformações nessa zona. Tal não se verificou para os muros de $\rho = 0.7\%$, sugerindo uma melhor distribuição das tensões ao longo do muro e evitando assim um acumular de tensões nas extremidades inferiores.

5.3.2.1 Evolução da abertura de fendas na base do muro e em altura

Representa-se na Figura 5.11 e 5.12 a evolução de w_k , comparando resultados entre os muros BH4/BH6 e BH2/BH6, respetivamente para as zonas da base do muro, zonas A e C. A informação complementar referente a σ_s encontra-se no anexo C.

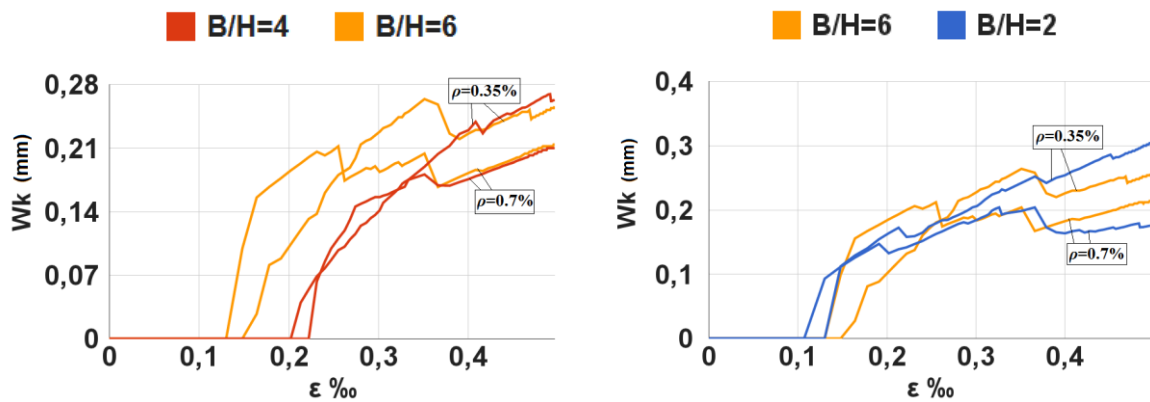


Figura 5.11 – Comparação de w_k entre o muro BH6 e os muros BH4/BH2, para diferentes ρ na zona A

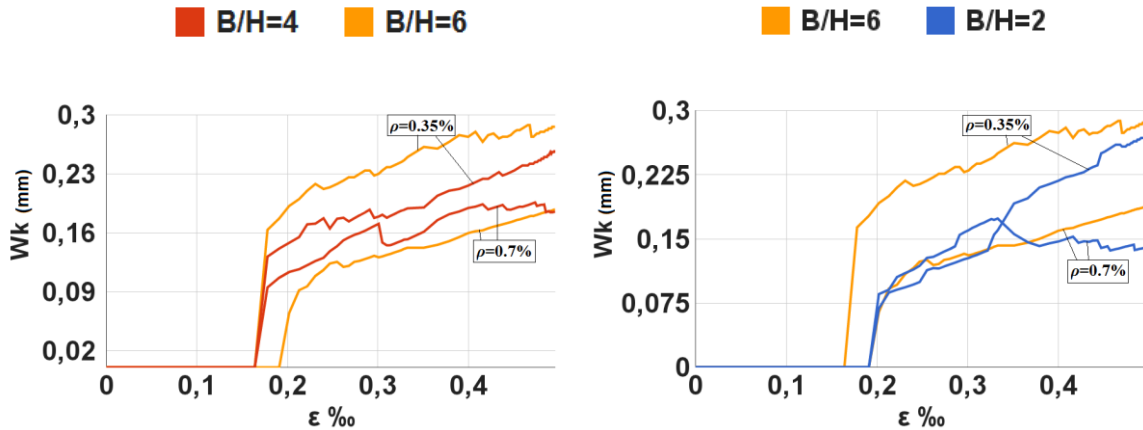


Figura 5.12 – Comparação de w_k entre o muro BH6 e os muros BH4/BH2, para diferentes ρ na zona C

Os resultados observados vão de encontro ao observado no Capítulo 4. Ao ser expectável após a abertura de fendas nos elementos em análise um comportamento estável e uma subida constante em função do grau de restrição afecto a cada zona, notam-se as perturbações encontradas no muro de estudo do capítulo 4 e uma tendência de seguir, apos um curto período de formação de fendas, uma evolução aparentemente linear de abertura de fendas em função da deformação impedida e influenciada pelo grau de restrição da estrutura, influenciando a diminuição de taxa de armadura com

um aumento no valor da abertura, mas segundo as Figuras 5.11 e 5.12, mantendo-se essa mesma evolução paralela com os gráficos de maior ρ . Estas observações mostram-se contudo difíceis de ser retiradas através da comparação entre os modelos BH6 e BH2, podendo este facto dever-se à grande diferença de rácio B/H entre cada modelo.

Tendo presente o facto de que a anomalia verificada na modelação dos muros de ρ inferior afetou de alguma forma os resultados obtidos, apresenta-se no quadro 5.2 um resumo de informação que se passa a explicar de seguida, referente à zona A, de forma a validar os resultados observados face à luz do EC2 parte 1-3 [2].

Pretendendo-se averiguar a aplicabilidade do EC2 parte 1-3 [2] na previsão de abertura de fendas para estruturas restringidas na base, será possível através dos dados obtidos verificara-lo através das seguintes considerações. Tendo em conta a fórmula base presente no EC2 parte 1-3 [2] e mostrada no capítulo 3.3, a alteração da taxa de armadura de um muro terá influência, como foi verificado nas análises numéricas, no espaçamento entre fendas observado. Tendo presente a fórmula em causa, $w_k = S_r \times (R_{ax} \varepsilon_{livre})$, espera-se que a abertura de fendas registada nos modelos de taxa de armadura inferior possa ser também verificada de uma forma analítica multiplicando o rácio entre espaçamentos dos modelos com $\rho=0.7\%$ e $\rho=0.35\%$ pelo valor de $w_{k \rho=0.7\%}$ MN (Modelo Numérico) para uma extensão de 0.5 %, uma vez que em princípio a parcela $R_{ax} \varepsilon_{livre}$ mantem-se constante independentemente do valor de ρ .

Quadro 5.2 – Comparação entre “ $w_{k \rho=0.35\%}$ MN” e “ $w_{k \rho=0.7\%}$ MN * Rácio”

$\rho=0.7\%$			$\rho=0.35\%$			Rácio	$w_{k \rho=0.7\%}$ MN	$w_{k \rho=0.35\%}$ MN	$w_{k \rho=0.7\%}$ MN * Rácio	Variação (%)
BH 6	S (MC90)	0.334	BH6	S (MC90)	0.670	2.0	0.21	0.26	0.27	4
	S (MN)	0.550		S (MN)	0.700	1.3				
BH 4	S (MC90)	0.334	BH4	S (MC90)	0.670	2.0	0.16	0.26	0.24	8
	S (MN)	0.550		S (MN)	0.800	1.5				
BH 2	S (MC90)	0.334	BH2	S (MC90)	0.670	2.0	0.18	0.30	0.28	7
	S (MN)	0.550		S (MN)	0.900	1.6				

O quadro 5.2 apresenta, para cada modelo numérico e taxa de armadura, o espaçamento médio entre fendas registado numericamente, S (MN), e o previsto pelo MC90 [16], S (MC90), dado pela fórmula de espaçamento médio $S = \frac{2}{3} \frac{\phi}{3.6 \times \rho_{p,eff}}$. Este código prevê como se pode ver o dobro do espaçamento médio para uma taxa de armadura igual a metade da original, algo que não se verifica nos modelos analisados. No entanto consegue-se encontrar uma boa correspondência entre os valores de $w_{k \rho=0.35\%}$ MN, registados dos modelos numéricos, e os valores na coluna “ $w_{k \rho=0.7\%}$ * Rácio”, o que leva a crer que a formulação do EC2 parte 1-3 [2] traduz bem a evolução de fendas para elementos restringidos na base. Encontram-se variações entre 4 e 8% entre os valores “ $w_{k \rho=0.35\%}$ MN” e “ $w_{k \rho=0.7\%}$ * Rácio”, que necessitam de um tratamento estatístico, fruto de mais análises numéricas, para se determinarem com mais rigor.

Devido às dificuldades encontradas nas análises numéricas dos muros com ρ igual a 0.35% torna-se difícil interpretar a Figura 5.13. Nessa Figura apresentam-se as aberturas de fendas para os muros BH4 e BH6 nas zonas A e B, para cada ρ . Apesar de se obter uma boa representação da evolução das aberturas de fendas para a zona central do muro de ρ igual a 0.7%, a comparação direta com o muro de ρ igual a 0.35% torna-se inconclusiva.

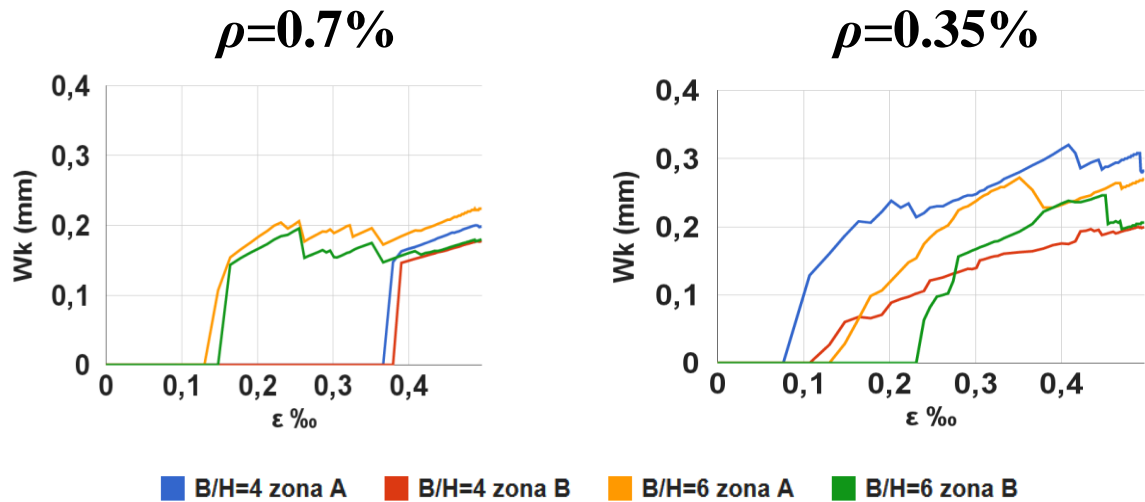


Figura 5.13 – Comparação de w_k para os muros BH4 e BH6 na zona central, para ρ de 0.7% e 0.35%

Apesar dos problemas de modelação encontrados, as análises feitas mostram uma possibilidade de quantificar o grau de restrição de cada zona mediante a análise de modelos numéricos com taxas de armadura diferente.

6.

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1 CONCLUSÕES

Com este trabalho pretendeu-se averiguar o comportamento de diferentes estruturas de betão armado com diferentes tipos de restrição à sua livre deformação volumétrica, resultante do fenómeno da retração. Este fenómeno induz tensões de tração nas estruturas e, consoante o tipo de ligação da estrutura ao meio exterior, o seu comportamento e fissuração resultante irá ser diferenciado. Para tal, e numa perspetiva de simulação da interação real entre aço e betão, foi utilizada uma abordagem numérica para a averiguação da sua aplicabilidade e capacidade de produzir resultados fiáveis e observados em estruturas reais.

O trabalho foi iniciado com uma descrição teórica do comportamento do betão face ao fenómeno de fendilhação e respetiva modelação numérica. Tendo em vista a abordagem numérica utilizada, foi feita uma descrição sucinta do fenómeno da aderência entre betão e aço, de forma a perceber-se a sua ocorrência e a sua inclusão nas análises numéricas efetuadas. Tendo o fenómeno da retração destaque evidente na presente dissertação, foi dada especial atenção a esse fenómeno numa fase de caracterização das deformações impostas, evidenciando-se as diferenças que advêm do facto de uma estrutura estar sujeita a deformações impostas interiores, como a retração, ou exteriores, como um deslocamento imposto ou uma variação térmica.

Apresentados os fenómenos que se pretendem replicar utilizando um software competente para o efeito, é feita uma descrição das abordagens regulamentares evidenciando os aspetos principais nos quais se baseiam. Ficou demonstrado que o EC2 parte 1-1 [1], ao centrar a sua metodologia de cálculo no comportamento de tirantes, oferece uma previsão de abertura de fendas, e consequente armadura de controlo de fissuração, bastante conservativa, acabando por não quantificar de uma forma realista o grau de restrição de uma estrutura e as deformações impostas a que está sujeita. Por outro lado, apresentou-se a metodologia de cálculo preconizada no EC2 parte 1-3 [2] que, juntamente com as considerações introduzidas pelo documento CIRIA C660 [3], apresenta um método de cálculo que tem em conta os aspetos anteriormente referidos, os quais o EC2 parte 1-1 [1] não tinha em devida consideração. Tomando como exemplo prático um muro para o qual foi registado o seu padrão de fendilhação e respetiva abertura de fendas, obteve-se uma boa aproximação do valor máximo registado usando a abordagem conjunta do EC2 parte 1-3 / CIRIA C660 [2,3], tendo-se em conta a necessidade de uma correta ponderação de valores relativamente à influência da temperatura nas primeiras idades do betão, aconselhando o CIRIA C660 a quantificar este valor da forma mais rigorosa possível, por exemplo, através de dados experimentais obtidos em laboratório.

De seguida, procedeu-se à implementação da abordagem numérica desenvolvida no estudo de muros de betão armado. No entanto, antes de se proceder a esses estudos, aplicou-se a metodologia numérica em elementos de betão armado simples, como os tirantes, de modo a perceber a sua viabilidade no estudo de estruturas mais complexas. Com a introdução de uma modelação explícita da aderência

entre aço e betão, a necessidade de um refinamento da malha de elementos finitos dos modelos numéricos revelou-se essencial de modo a captar uma correta interação entre os dois materiais. Contudo, tal consideração levou a um agravar do tempo de cálculo das análises o que constitui a principal desvantagem desta abordagem. O tirante considerado, idealizado por Jaccoud [4], foi primeiro submetido a um deslocamento imposto, obtendo-se resultados, embora não 100% iguais aos registados em laboratório, nos quais se verifica um bom comportamento da metodologia implementada, aconselhando-se a um refinamento da lei de interação betão/aço de modo a observar-se uma melhor aproximação à realidade e um estudo comparativo mais aprofundado de modo a perceber o grau de influência da interface betão/aço no padrão de fendilhação observado. Após as análises numéricas do exemplo do tirante, analisou-se um muro de betão armado, objecto de estudo do documento de Leitão et al [20] onde se fez o levantamento do padrão de fendilhação. Observou-se a eficácia do modelo na captação da influência do grau de restrição em diferentes partes do muro, e uma clara diferença no comportamento com a inclusão da fluência, notando-se que com a inclusão desse fenómeno obtém-se um padrão de fendilhação de certa forma mais coerente com a realidade. Nota-se no entanto a necessidade de um maior refinamento da malha de elementos finitos para este caso, observando-se que a transferência de tensões entre aço e betão não se deu de forma tão perfeita como no caso do tirante. No entanto tal refinamento implicaria tempos inaceitáveis de análise não-linear. Aconselha-se portanto a utilização desta abordagem numérica com meios informáticos que permitam uma convergência mais rápida de resultados e deste modo permitir um melhoramento dos resultados obtidos numericamente.

No Capítulo 5 foi desenvolvido um estudo paramétrico onde foi procurado determinar as diferenças na evolução de alguns parâmetros dos modelos com a alteração do rácio B/H e a modificação de taxas de armadura. Suspeitando-se de uma deficiente implementação do fenómeno da fluência na versão experimental do software disponibilizada para as análises, verificando-se tempos de análise não aceitáveis para um estudo paramétrico, esta foi dispensada, justificando-se assim padrões de fendilhação mais agravados. Em todos os modelos numéricos verificou-se uma fase de formação de fendas ocorrida para uma extensão bastante mais reduzida que a fase de formação de fendas de um tirante, o que leva a confirmar a teoria de uma independência do estado de tensão no muro para o surgimento da fendilhação primária, ao contrário do que é observado num tirante onde existe a necessidade de uma interação de tensões entre aço e betão para a formação das fendas principais. Os modelos foram capazes de captar o padrão de fendilhação esperado, tendo em conta o grau de restrição a que estavam sujeitos, aumentando juntamente com o rácio B/H. Este efeito foi captado na evolução da abertura de fendas, onde ficou demonstrado que quanto mais próximo um elemento de betão estiver da base central do muro terá uma maior evolução de abertura de fendas para a mesma deformação impedida, crescendo esta tendência com o aumento de B/H. Aplicando uma diminuição de taxa de armadura nos modelos numéricos, houve a ocorrência de um concentrar de fissuração na extremidade do muro que levou a um diminuir da evolução de fendilhação no restante muro. No entanto foi possível fazer uma comparação entre a abertura de fendas, para a mesma extensão, entre os modelos analisados, demonstrando ao mesmo tempo um bom funcionamento da formulação do EC2 parte 1-3 na previsão da abertura de fendas, ao considerar para o efeito o espaçamento entre fendas e a sua extensão impedida. Um melhoramento dos modelos analisados será necessário numa investigação futura de modo a quantificar o grau de restrição afecto a cada muro quando existe uma variação da taxa de armadura.

Deste modo, a abordagem numérica utilizada nesta dissertação apresenta potencialidades, conseguindo captar a influência do grau de restrição a que uma estrutura está sujeita na evolução, em função da sua deformação impedida, da fissuração. No entanto, necessita de melhoramentos para se tornar mais prática e aplicável a estruturas de maior complexidade. Tendo sido de difícil implementação a

abordagem numérica no software utilizado, a presente dissertação tenta contribuir para um contínuo estudo dos fenómenos abordados, facilitados pelo trabalho desenvolvido.

6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Como desenvolvimentos futuros do tema abordado nesta dissertação, e tendo em conta o grau de importância e o contributo que introduzem no assunto tratado, enumeram-se os seguintes temas:

- Desenvolvimento de lei “bond-slip” que reproduza com mais exatidão comportamentos laboratorialmente observados.
- Tratamento e análise estatística de modelos numéricos com diversos tipos de lei “bond-slip”.
- Estudo de diversos modelos numéricos com taxas de armadura diferente de modo a clarificar a influência deste parâmetro no grau de restrição ao longo de várias zonas “chave” do muro.
- Realizar um estudo comparativo entre modelos numéricos e estruturas reais passíveis de serem monitorizadas em relação à sua evolução volumétrica e em função da deformação impedida.
- Inclusão do efeito da fluência nos modelos numéricos.
- Inclusão dos efeitos do comportamento do betão nas primeiras idades por forma a obter-se uma representação do padrão de fendilhação mais fiel a longo prazo.
- Melhorar o tempo de cálculo computacional das análises numéricas usando a abordagem numérica utilizada, através de processadores competentes para o efeito ou através da modificação de alguns parâmetros dos modelos numéricos, como por exemplo o tipo de elemento finito utilizado.

Bibliografia

1. CEN, *Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: regras gerais e regras para edifícios*. 2010.
2. CEN, *Eurocode 2 - Design of concrete structures - part 3: Liquid retaining and containment structures*. 2006.
3. CIRIA, *Early-age thermal crack control in concrete*, in C660. 2010. Henry Ling: Londres.
4. Jaccoud, J.P., *Armature minimale pour le contrôle de la fissuration des structures em béton*. 1897. École Polytechnique Fédérale de Lausanne: Lausanne.
5. Teixeira, W., *Controlo de fendilhação para deformações impostas em depósitos*. 2008. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa: Lisboa.
6. Sousa, C. F., *Continuidade estrutural em tabuleiros de pontes construídos com vigas pré-fabricadas. Solução com ligação em betão armado*. 2004. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto: Porto.
7. Hughes, B. P., *Early-age concrete crack control - Is EC 2 right or wrong?* Structural Engineer, 2008. 86(15): p. 32-37.
8. Tavares, R., *State-of-Art sobre o controlo da Fendilhação devido a Deformações Impostas*, Mestrado em Engenharia Civil, 2009-2010, Departamento de Engenharia Civil, Lisboa: Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa. Dissertação de Mestrado
9. Leitão, Luís., *Análise dos Efeitos das Deformações Impostas em Estruturas de Betão Armado*. Mestrado Integrado em Engenharia Civil – 2010/2011 – Departamento de Engenharia Civil. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2011. Dissertação de Mestrado
10. Lens, L.N., *Modelos para Análise de Fratura do Concreto Simples Empregando Interfaces Coesivas*, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, 2009, Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul
11. FIB, “*Bond of Reinforcement in Concrete*”, *State-of-the art report*, fib Bulletin No. 10, 2000.
12. Rodrigues, J. S., *Efeitos da retração em estruturas de betão armado de edifícios: métodos de análise e dimensionamento*. 2010. Tese de Mestrado, Escola de Engenharia da Universidade do Minho: Guimarães
13. Pimentel, M. S., *Modelação e análise de estruturas laminares de betão: possibilidade e desafios*. 2004. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto: Porto.
14. Bažant, Z.P. e Oh, B. H. *Crack band theory for fracture of concrete*. Matériaux et Constructions, 1983. 16(3): p. 155-177.
15. ACI Committee 207, *Effect Of Restraint, Volume Change, And Reinforcement On Cracking Of Massive Concrete*, in *ACI Journal Proceedings*. 1973. p. 445-470.
16. CEB-FIP, *MODEL CODE 1990*. 1991. Thomas Telford: London

17. Freitas, Pedro., *Avaliação do efeito das deformações auto-induzidas na fissuração de elementos em betão armado*. Mestrado Integrado em Engenharia Civil – 2011/2012 – Departamento de Engenharia Civil. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2012. Dissertação de Mestrado
18. Aurich, M., *Simulação Computacional do Comportamento do Concreto nas Primeiras Idades*, Tese de Doutoramento, 2008, Departamento de Engenharia Civil, São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
19. Azenha, M., *Comportamento do betão nas primeiras idades fenomenologia e análise termo-mecânica*. 2004. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto: Porto.
20. Leitão et al, *Análise da fendilhação em elementos de betão armado induzida por restrições a deformações imposta*, Encontro Nacional Betão Estrutural – BE2012, 24-26 de Outubro de 2012, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto
21. Lundgren, Karin., *Three-Dimensional Modeling of Bond in Reinforced Concrete – Theoretical Model, Experiments and Applications*, Doutoramento em Engenharia Civil, 1998-1999, Departamento de engenharia de estruturas, Gotemburgo: Chalmers University of Technology, 1999. Tese de Doutoramento
22. Coasta, A., *Patologia do Betão Armado – Anomalias e Mecanismos de Deterioração*, in Reabilitação e Reforço de Estruturas – acetatos de apoio às aulas. 2010. Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa: Lisboa
23. Ozbolt, J., Lettow, S., Kozar, I., *Discrete Bond Element for 3D Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures*, Universidade de Stuttgart, Alemanha, 2010
24. Pereira, J., *Reforço de Fundações com Micro-Estacas. Ligação Aço/Calda/Betão*, Doutoramento em Engenharia Civil, 2011-2012, Departamento de Engenharia Civil, Coimbra: Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Dissertação de Doutoramento
25. Sæther, I., Sand, B., *FEM simulations of reinforced concrete beams attacked by corrosion*, Narvik, Noruega, Northern Research Institute Narvik, 2010
26. Pimentel, M. S., *Numerical Modelling for Safety Examination of Existing Concrete Bridges*, Departamento de Engenharia Civil, Doutoramento em Engenharia de Estruturas, Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
27. Moreno, C., Bastos, A. S., *Experimental and Numerical Evaluation of Bond Properties Between Reinforcement and Concrete*, 5th International Conference on Mechanics and Materials in Design, 24-26 de Julho de 2006, Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
28. Gamino, A. L., *Modelagem Física e Computacional de Estruturas de Concreto Reforçadas com CFRP*, Tese de Doutoramento, 2007, Departamento de Engenharia Civil, São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
29. de Sousa, R. A., *Concreto Estrutural : Análise e dimensionamento de elementos com descontinuidades*. Tese de Doutoramento, 2004, Departamento de Engenharia Civil, São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

30. Favre, R., Jaccoud, J.-P., Burdet, O., Charif, H. – “*Traité de génie civil, volume 8: Dimensionnement des structures en béton - Aptitude au service et éléments de structures*”, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, 1997
31. Luís, Ricardo – “Análise e dimensionamento de estruturas de betão com sobreposição de cargas e Deformações Impostas”, Instituto Superior Técnico, Dissertação de Mestrado, Outubro de 2005
32. Camara, J. e Luís, R. – “Structural response and design criteria for imposed deformations superimposed to vertical loads”, fib Congress, Naples, 2006
33. Silva, A.I.C.d., *A influência dos adjuvantes redutores da retração no controlo da fissuração do betão*. 2006. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa: Lisboa.

Anexos

Anexo A

Leis de aderência betão/aço fornecidas pelo CIB Model Code 1990 [16], consoante situações de boa aderência, outros tipos de aderência e varões nervurados ou lisos.

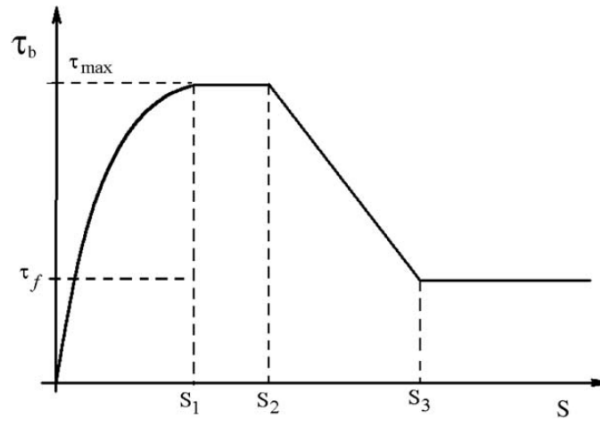


Figura A.1. Lei de “bond-slip” utilizada nos modelos numéricos

$$\begin{aligned} \tau &= \tau_{\max} \left(\frac{s}{s_1} \right)^{\alpha} & 0 \leq s \leq s_1 & \quad \tau = \tau_{\max} - (\tau_{\max} - \tau_f) \left(\frac{s-s_2}{s_3-s_2} \right) & \quad s_2 < s < s_3 \\ \tau &= \tau_{\max} & s_1 \leq s \leq s_2 & \quad \tau = \tau_f & \quad s_3 < s \end{aligned}$$

Quadro A.1 – Parâmetros para a definição da lei da Figura A.1 para varões nervurados

	Coluna 2	Coluna 3	Coluna 4	Coluna 5
	Betão não confinado		Betão confinado	
	Boas condições de aderência	Outras condições de aderência	Boas condições de aderência	Outras condições de aderência
S_1	0.6 mm	0.6 mm	1.0 mm	1.0 mm
S_2	0.6 mm	0.6 mm	3.0 mm	3.0 mm
S_3	1.0 mm	2.5 mm	Espaçamento entre nervuras	Espaçamento entre nervuras
α	0.4	0.4	0.4	0.4
τ_{\max}	$2.0\sqrt{f_{ck}}$	$1.0\sqrt{f_{ck}}$	$2.5\sqrt{f_{ck}}$	$1.25\sqrt{f_{ck}}$
τ_f	$0.15 \tau_{\max}$	$0.15 \tau_{\max}$	$0.40 \tau_{\max}$	$0.40 \tau_{\max}$

Quadro A.2 – Parâmetros para a definição da lei da Figura A.1 para varões lisos

	Fios estirados a frio		Barras laminadas a quente	
	Boas condições de aderência	Outras condições de aderência	Boas condições de aderência	Outras condições de aderência
$S_1=S_2=S_3$	0.01 mm	0.01 mm	0.1 mm	0.1 mm
α	0.5	0.5	0.5	0.5
$\tau_{\max} = \tau_f$	$0.1 \tau_{\max}$	$0.05 \tau_{\max}$	$0.3 \tau_{\max}$	$0.15 \tau_{\max}$

Anexo B

Passos para a determinação da abertura de fendas segundo os códigos regulamentares [1] e [2,3]

➤ Aplicação do Eurocódigo 2 parte 1-1 [1]:

- Passo 1 – Determinação da altura efetiva:

$$h_{c,eff} \leq \begin{cases} 2.5 \times (h - d) \\ \frac{h}{2} \end{cases} \Leftrightarrow h_{c,eff} \leq \begin{cases} 2.5 \times (0.35 - 0.302) \\ 0.175 \end{cases} \Leftrightarrow h_{c,eff} \leq 0.12 \text{ m}$$

- Passo 2 – Determinação da taxa de armadura efetiva:

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \Leftrightarrow \rho_{p,eff} = \frac{61.95 \times 10^{-4}}{2 \times (0.12 \times 4.7) - 61.95 \times 10^{-4}} = 0.00552$$

- Passo 3 – Determinação da distância máxima entre fendas:

$$S_{r,max} = 3.4 \times c + \frac{0.425 \times f_t \times \phi}{\tau_m \times \rho_{p,eff}} \xLeftrightarrow \frac{f_t}{\tau_m} = 0.8 S_{r,max} = 3.4 \times 0.04 + \frac{0.425 \times 0.8 \times 0.016}{0.00552} = 1.12 \text{ m}$$

- Passo 4 – Determinação da diferença de extensão entre aço e betão:

$$\begin{aligned} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) &= \frac{\sigma_s - k_t \times \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \times (1 + \alpha_e \times \rho_{p,eff})}{E_s} \\ &\geq 0.6 \times \frac{\sigma_s}{E_s} \Leftrightarrow \frac{250 \times 10^6 - 0.4 \times \frac{2.7 \times 10^6}{0.00552} \times (1 + 6.77 \times 0.00552)}{210 \times 10^9} \\ &\geq 0.6 \times \frac{250 \times 10^6}{210 \times 10^9} \Rightarrow (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 7.14E - 4 \end{aligned}$$

- Passo 5 – Determinação da abertura de fendas:

$$w_k = S_{r,max} \times (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 1.12 \times 7.14E - 4 \times 10^3 = 0.8 \text{ mm}$$

➤ Aplicação do Eurocódigo 2 parte 1-3 [2] e CIRIA C660 [3]:

- Passo 1 - Determinação da altura efetiva:

$$h_{c,eff} \leq 0.12 \text{ m}$$

- Passo 2 - Determinação da taxa de armadura efetiva:

$$\rho_{p,eff} = 0.00552$$

- Passo 3 – Definição de parâmetros para aplicação da fórmula (3.15):

Quadro B.1	
Variáveis	Valores
k_1	1
α_c	10^{-5}
T_1 °C (tabela 3.3 de [3])	25
T_2 °C	20
$R_1=R_2=R_3$	0.5
ε_{ctu} (longo prazo)	10^{-4}

- Passo 4 – Determinação da evolução das extensões de retração de secagem e autógena:

Por aplicação das fórmulas do EC 2 parte 1-1,

$$\varepsilon_{ca}(2555 \text{ dias}) = 3.75 \times 10^{-5} \quad \varepsilon_{cd}(2555 \text{ dias}) = 22.55 \times 10^{-5}$$

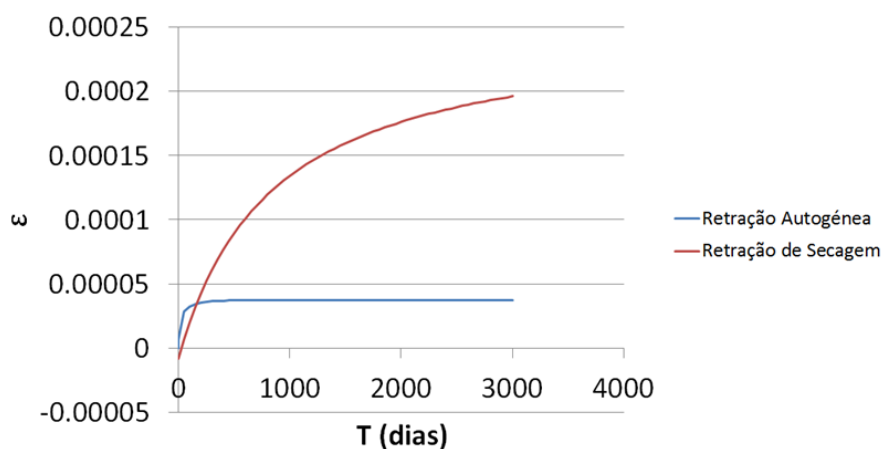


Figura B.1 – Evolução da retração autógena e de secagem

- Passo 5 – Determinação da extensão restringida:

$$\varepsilon_r = k_1((\alpha_c T_1 + \varepsilon_{ca})R_1 + \alpha_c T_2 R_2 + \varepsilon_{cd} R_3) - 0.5 \varepsilon_{ctu} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \varepsilon_r = ((10^{-5} \cdot 25 + 3.75E-5) \cdot 0.5 + 10^{-5} \times 20 \times 0.5 + 22.6E-5 \times 0.5) - 0.5 \times 10^{-4} = 30.65E-5$$

- Passo 6 - Determinação da distância máxima entre fendas:

$$S_{r,max} = 3.4 \times c + \frac{0.425 \times f_t \times \phi}{\tau_m \times \rho_{p,eff}} \xleftrightarrow[\frac{f_t=1.14}{\tau_m}]{} S_{r,max} = 3.4 \times 0.04 + \frac{0.425 \times 1.14 \times 0.016}{0.00552} = 1.54 \text{ m}$$

- Passo 7 – Determinação da abertura de fendas:

$$w_k = S_{r,max} \times (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = S_{r,max} \times \varepsilon_r = 1.54 \times 30.65 \times 10^{-5} \times 10^{-3} = 0.47 \text{ mm}$$

Anexo C

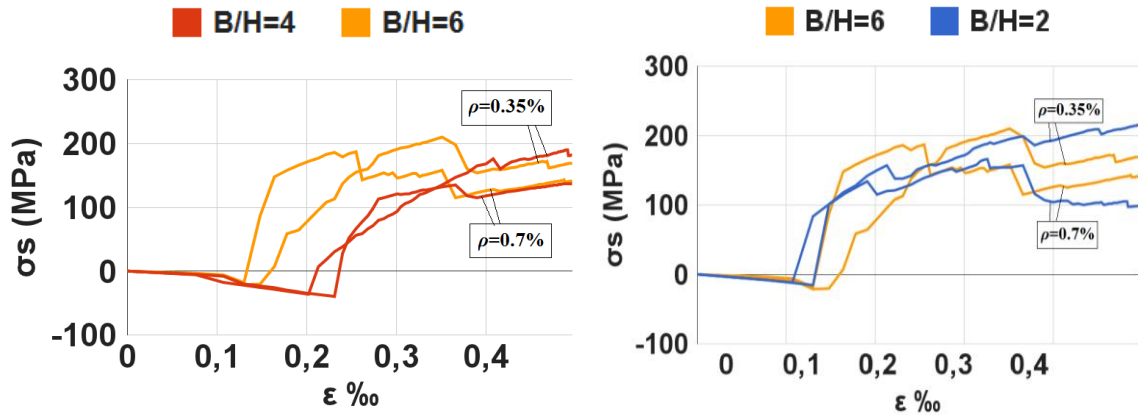


Figura C.1 - Comparação de σ_s entre o muro BH6 e os muros BH4/BH2, para diferentes ρ na zona A

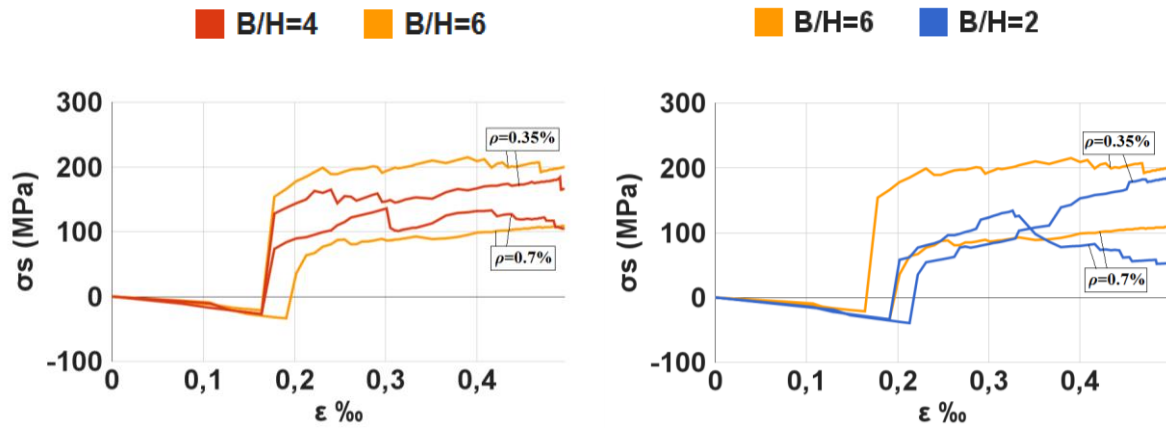


Figura C.2 - Comparação de σ_s entre o muro BH6 e os muros BH4/BH2, para diferentes ρ na zona C

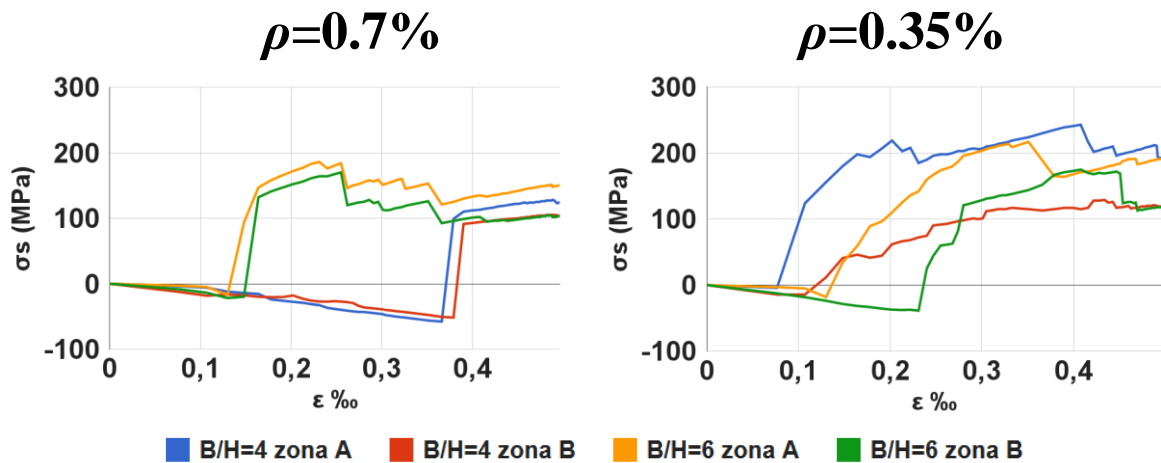


Figura C.3 - Comparação de σ_s para os muros BH4 e BH6 na zona central, para ρ de 0.7% e 0.35%

